

JORGE LUCAS
JORGE SOARES
LUCAS BABADOPULOS

Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil

u
Imprensa
Universitária
UFC


COLEÇÃO
DE ESTUDOS DA
PÓS-GRADUAÇÃO

Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil



Presidente da República

Luiz Inácio Lula da Silva

Ministro da Educação

Camilo Sobreira de Santana



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ – UFC

Reitor

Prof. Custódio Luís Silva de Almeida

Vice-Reitora

Prof.^a Diana Cristina Silva de Azevedo

Pró-Reitor de Planejamento e Administração

Prof. João Guilherme Nogueira Matias

Pró-Reitora de Pesquisa e Pós-Graduação

Prof.^a Regina Célia Monteiro de Paula

Pró-Reitora de Extensão

Prof.^a Bernadete de Souza Porto



IMPrensa UNIVERSITÁRIA DA UFC

Diretor

Francisco Charles Rocha e Silva Ribeiro

**COMISSÃO TÉCNICO-EDITORIAL DA COLEÇÃO DE
ESTUDOS DA PÓS-GRADUAÇÃO – UFC
EDIÇÃO 2024-2026**

PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO

Lidiany Karla Azevedo Rodrigues Gerage

MEMBROS

Felipe Ferreira da Silva

Biblioteca Universitária

Joselany Áfio Caetano

Departamento de Enfermagem/FFOE

Juliana Soares Lima

Biblioteca Universitária

**Jorge Lucas
Jorge Soares
Lucas Babadopulos**

Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil



Fortaleza
2026

Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil

Copyright © 2026 by Jorge Lucas, Jorge Soares, Lucas Babadopulos

Todos os direitos reservados

PUBLICADO NO BRASIL / PUBLISHED IN BRAZIL

Imprensa Universitária – Universidade Federal do Ceará

Av. da Universidade, 2932 – Benfica, Fortaleza-Ceará, Brasil

Coordenação editorial

Ivanaldo Maciel de Lima

Revisão de texto

Antídio Oliveira

Normalização bibliográfica

Luciane Silva das Selvas

Layout gráfico-visual, diagramação, tratamento de imagens

Sandro Vasconcellos

Capa

Heron Cruz



Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Imprensa Universitária – Universidade Federal do Ceará

L933s Lucas, Jorge
 Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil [livro
 eletrônico] / Jorge Lucas, Jorge Soares e Lucas Babadopulos. -
 Fortaleza: Imprensa Universitária, 2026.
 23.190 Kb. : il. color. ; PDF. (Coleção Estudos da Pós-Graduação)

ISBN: 978-85-7485-693-3

1. Engenharia civil. 2. Construção civil. 3. Solos. I. Título.

CDD 620

Elaborada por: Luciane Silva das Selvas CRB 3/1022

Apresentação

Este livro foi concebido a partir da constatação de que, nos diferentes ramos da Engenharia, e mais especificamente na Engenharia Civil, as estruturas são construídas a partir de uma combinação de materiais, o que cria interfaces entre as superfícies dos materiais. Interfaces são o resultado da interação entre superfícies, estas sendo o que delimita duas fases (dois materiais).

Existem interfaces em diferentes escalas materiais, desde escalas maiores (interfaces onde ocorre a interação entre o solo e uma estrutura de fundação), passando por escalas intermediárias (interfaces entre dois tipos de materiais, como o aço e o concreto; ou entre dois constituintes de um material, como a interface agregado-ligante ou a interface fibra-matriz em compósitos), até escalas ainda menores (como a interface entre duas fases de um mesmo material). Eventualmente, uma superfície pode estar “livre” (em contato com o ar ou com outro fluido), como no caso de ensaios de tensão superficial. Um elemento estrutural (fundação, pilar, viga, laje...) de concreto armado é comumente construído a partir de: (i) uma combinação de agregados (britas) graúdos e miúdos, areia, cimento Portland e água, que criam interfaces entre si, em diversas escalas de tamanho, a união desses materiais produzindo um compósito denominado concreto; e (ii) uma interação do compósito anterior (concreto) com as barras de aço, que também cria uma interface, responsável por garantir que o concreto atue conjuntamente com o aço na garantia de estabilidade da estrutura.

Quanto ao compósito (item i), uma das medidas que se convencionou para avaliar sua qualidade é a Resistência à Compressão

Simples (RCS). Na RCS, uma carga aplicada coaxialmente a um cilindro (em geral de razão de aspecto de 2 para 1 – ou seja, 2 vezes mais alto do que largo no diâmetro) até a ruptura, e a carga de ruptura (P_{max}) é dividida pela área da seção transversal, considerando que, no terço médio (onde a ruptura deve se iniciar), as cargas aplicadas no contorno do volume se distribuem internamente de maneira uniforme: ou seja, considera-se que cada ponto material na seção resistente (rodeado por um elemento infinitesimal de área) está idênticamente submetido a uma tensão P_{max}/A , que é a média de carga sobre a área resistente em toda a seção.

Assim como a RCS, grande parte de ensaios usados para caracterizar materiais da Engenharia Civil se baseia em uma análise do volume do material. Em outras palavras, o valor medido traduz o valor de alguma propriedade volumétrica do material (medição de uma propriedade “média” dentro do espaço delimitado no volume de um corpo de prova). Não há propriamente um erro nessa abordagem, e as estruturas tendem a ser dimensionadas baseadas em análises de propriedades volumétricas, em geral de corpos de prova de tamanho distinto daquele da estrutura real.

A deformação e o fluxo da matéria, conforme essas propriedades volumétricas, é o objeto de estudo da ciência conhecida como Reologia. Porém, é reconhecido que muitos dos fenômenos avaliados em distribuições volumétricas dependem de fenômenos que ocorrem em INTERFACES entre duas fases diferentes em materiais, ou nas suas SUPERFÍCIES. A ciência que estuda a interação (o comportamento de deformações e tensões) entre superfícies é conhecida como Tribologia. É claro, a intenção neste livro não é aprofundar o estudo do contato lubrificado e em movimento contínuo com investigação de curvas de *Stribeck* para o coeficiente de atrito e avaliação de desgaste, conforme classicamente feito em Engenharia Mecânica, entre outras áreas. Em vez disso, o livro se consagra mais a situações em que as superfícies interagem, mas estão paradas ou sujeitas a pequenos movimentos.

Um exemplo de fenômeno em que distribuições volumétricas dependem de fenômenos que ocorrem em interfaces é o caso de a RCS depender das propriedades de uma região conhecida como zona de transição interfacial (ZTI), ou simplesmente Zona de Transição na Interface entre os agregados graúdos e a pasta de cimento. A ZTI ocorre, devido, entre outros fatores, a uma maior concentração de água (maior relação água-cimento, a/c , por efeito parede dos agregados), que provoca ali menor resistência do que a média de resistência da pasta de cimento, favorecendo um início de processo de ruptura. À luz da literatura e da experiência dos autores, casos assim também ocorrem em diversas outras aplicações. Fenômenos de Superfície & Interface dos Materiais podem exercer significativo efeito nas propriedades mecânicas (incluindo as consideradas volumétricas) dos materiais e das estruturas, inclusive levando ao chamado efeito de escala (tamanho).

Diante do exposto, os autores buscaram compilar informações sobre diferentes subáreas da Engenharia Civil que consideraram pertinentes a uma reflexão maior sobre a interação entre os constituintes dos materiais correspondentes. A ideia foi apresentar, de forma estruturada, ao leitor uma espécie de *zoom-in* dos materiais compósitos usados nessas aplicações, de modo a trazer uma luz sobre como cada constituinte separadamente possui propriedades inerentes a suas características físico-químicas e como a qualidade de uma estrutura está ligada à seleção dos materiais, tendo as interfaces formadas por essa união um papel fundamental e com relação direta com as análises volumétricas realizadas.

As imagens contidas no livro visam auxiliar o entendimento do leitor. Para evitar questões relativas a direitos autorais, algumas imagens foram geradas por meio da ferramenta de Inteligência Artificial (IA) *Gemini Chatbot*, sendo nesses casos devidamente citadas nas notas de rodapé, todavia, sem qualquer prejuízo de compreensão sobre os materiais reais.

Como nota final desta Apresentação, os autores agradecem à Universidade Federal do Ceará (UFC) e à Imprensa Universitária,

que, por meio do Edital 14/2024 (Programa de Auxílio à Publicação de Livros de 2024), possibilitaram a publicação deste livro. Além disso, agradecem aos Programas de Pós-graduação em Engenharia de Transportes (Petran) e em Engenharia Civil (PEC) da UFC. Os autores também agradecem ao grupo de pesquisa que os abriga, o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP), e ao Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia em Infraestrutura de Materiais (INCT-Infra), ação nacional apoiada pelo CNPq envolvendo oito diferentes laboratórios com *expertises* distintas, liderada pelo LMP. Os autores também agradecem o apoio financeiro do Programa de Recursos Humanos da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (PRH/ANP – PRH31/UFC), gerido pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (Fapesp), Brasil, Processo nº 2025/03400-7-PRH 31- Programa Institucional da UFC para Formação de Recursos Humanos em Engenharia e Ciências do Petróleo e Gás Natural.

Por fim, é neste ambiente de ensino, pesquisa e inovação que existem enquanto pesquisadores os autores deste livro, o que os motiva a trabalharem em ações como esta ora entregue. Em uma analogia ao tema central do livro, é na interface entre esses laboratórios, ou (em outra escala) entre as pessoas que constituem cada grupo, ou (ainda em outra escala), na interface entre subgrupos dentro do grupo, ao longo de sua história, que surgem ora pontos de fragilidade e ora as ligações mais eficazes e capazes de sustentar de forma durável a heterogeneidade de pensamentos. E, assim, aprendemos e progredimos. Seguimos esperando, com esta publicação, contribuir para a nossa área de conhecimento, tão repleta de interfaces literais e metafóricas.

Prefácio

É com grande satisfação que apresento ao leitor esta obra singular, *Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil*, de autoria de Jorge Lucas, Jorge Soares e Lucas Babadopulos. Trata-se de um livro raro e, ousado dizer, inédito no cenário da literatura nacional e internacional dedicada à Engenharia Civil. Ao contrário de tantos livros e manuais clássicos que tratam de propriedades volumétricas dos materiais, esta obra mergulha em um domínio que, embora onipresente e de crucial importância, permanecia até então fragmentado em artigos científicos, teses e publicações especializadas de difícil acesso.

Interfaces e superfícies em materiais de construção constituem, em essência, a fronteira invisível que governa a durabilidade, a resistência mecânica, a adesão e a integridade estrutural de pavimentos, concretos, solos estabilizados e inúmeros outros sistemas. Apesar de sua onipresença e impacto direto na prática da engenharia, o tema raramente recebe o tratamento sistemático e aprofundado que merece. Este livro, com notável clareza e rigor técnico, vem preencher essa lacuna de forma exemplar. O trabalho dos autores transcende a mera compilação da vasta literatura existente; eles conseguiram digerir, organizar e apresentar um conhecimento complexo de maneira didática e acessível, sem sacrificar a profundidade técnica.

O que torna esta obra particularmente valiosa é a sua estrutura lógica e abrangente. O leitor é conduzido por uma jornada que se inicia com os fundamentos da adesão e das tensões em interfaces, estabelecendo a base teórica para os capítulos subsequentes. Em se-

guida, o livro explora com detalhe as interfaces mais críticas na Engenharia Civil:

- **A interface agregado-ligante asfáltico:** o livro dissectiona os mecanismos de adesão e os fatores que levam à perda de adesividade, um dos principais mecanismos de degradação de pavimentos asfálticos. São apresentadas as principais teorias sobre a adesividade e os ensaios para sua avaliação, fornecendo ao leitor um panorama completo sobre o tema.
- **A zona de transição na interface agregado-pasta de cimento Portland:** reconhecida como o “elo fraco” do concreto, a zona de transição interfacial (ZTI) é aqui tratada com a profundidade que sua importância exige. Os autores detalham sua formação, microestrutura e o impacto de suas características nas propriedades mecânicas do concreto, oferecendo *insights* valiosos para a produção de concretos de alto desempenho.
- **A interface entre camadas de pavimentos asfálticos:** um tema muitas vezes negligenciado, a aderência entre as camadas de um pavimento é fundamental para garantir seu comportamento monolítico e sua durabilidade. O livro aborda os mecanismos de aderência, os fatores que a influenciam e os métodos para sua quantificação, um conhecimento essencial para projetistas e executores de obras de pavimentação.
- **As interfaces solo-cal e solo-cimento:** a estabilização de solos é uma das técnicas mais antigas e importantes da geotecnica. Os autores exploram as reações pozolânicas e os mecanismos de cimentação que ocorrem nas interfaces solo-cal e solo-cimento, fundamentais para o aumento da capacidade de suporte e a redução da expansibilidade de solos argilosos.
- **Outras interfaces em materiais cimentícios:** o livro ainda aborda outras interfaces de grande relevância, como a aderência entre o aço e o concreto, um fator determinante

para o desempenho de estruturas de concreto armado, e os fenômenos de corrosão que frequentemente se iniciam nessa interface.

A capacidade de unir abrangência e profundidade é, sem dúvida, um dos maiores méritos desta obra. Abrangência, por cobrir uma vasta gama de materiais e sistemas construtivos; profundidade, por ir além das descrições fenomenológicas e explorar os fundamentos físico-químicos e mecânicos das interfaces. Esse equilíbrio é raro e de um valor inestimável para a formação de engenheiros e para a prática profissional.

Este livro será uma ferramenta indispensável para diferentes públicos. Para os estudantes de graduação e pós-graduação, representa uma fonte de conhecimento estruturado e de fácil compreensão sobre um tema complexo. Para os pesquisadores, é uma referência atualizada e um ponto de partida para novas investigações. Para os engenheiros e profissionais do setor, é um guia prático que os auxiliará a compreender e a solucionar problemas cotidianos relacionados à performance e à durabilidade de materiais e estruturas.

Assim, ao abrir este livro, o leitor não apenas encontrará respostas para questões práticas do dia a dia da engenharia civil, mas também será convidado a refletir sobre os mecanismos fundamentais que sustentam a performance e a durabilidade das construções. Ao fazê-lo, perceberá que as superfícies e interfaces não são detalhes secundários, mas sim protagonistas invisíveis e criteriosos da engenharia moderna.

Parabenizo os autores por esta contribuição notável e registro minha admiração pelo trabalho rigoroso, paciente e generoso que realizaram. Que este livro inspire alunos, professores e engenheiros a compreenderem melhor os materiais que moldam nosso ambiente construído, e que sirva de referência por muitos anos no Brasil e além.

Com entusiasmo e profundo respeito, convido o leitor a mergulhar nesta obra e a descobrir um território tão essencial quanto fascinante da ciência e da engenharia civil.

São Paulo, 6 de outubro de 2025

Paulo J. M. Monteiro
Distinguished Professor in the Graduate School
University of California
Berkeley CA 94720

Sumário

1 Introdução aos materiais de Construção Civil, à adesão entre os materiais e à tensão em interfaces	15
1.1 Importância dos materiais para as civilizações	15
1.2 Introdução à adesão entre os materiais	24
1.3 Tensões em interfaces	28
 2 Interface agregado-ligante asfáltico	38
2.1 Interface agregado-ligante e sua importância	38
2.2 Defeitos diretamente relacionados à umidade e à adesividade	43
2.3 Variáveis que afetam a adesividade agregado-ligante	46
2.4 Teorias sobre adesividade agregado-ligante	48
2.5 Penetração da água/umidade no pavimento e seus efeitos	52
2.6 Mecanismos que afetam a adesividade agregado-ligante	55
2.7 Reações químicas envolvidas na adesividade agregado-ligante ...	58
2.8 Ensaios para avaliação da adesividade e do dano por umidade	63
2.9 Produção científica voltada à adesividade agregado-ligante	68
 3 Zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento Portland	95
3.1 Concreto de cimento Portland e suas características	95
3.2 Componentes do cimento Portland	98
3.3 Hidratação do cimento Portland	99
3.4 Formação e estrutura da ZTI	103
3.5 Fatores que afetam a ZTI e a resistência do concreto	109
3.6 Impacto da ZTI na resistência do concreto	118
3.7 Produção científica voltada à zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento Portland	123

4 Interface entre camadas de pavimentos asfálticos	135
4.1 O pavimento como um sistema de camadas	135
4.2 Compactação por etapas de camadas granulares	141
4.3 A aderência entre as camadas do pavimento	145
4.4 Melhoria da aderência entre camadas do pavimento	150
4.5 Quantificando a aderência entre as camadas do pavimento	153
4.6 Produção científica voltada à interface entre camadas de pavimentos asfálticos	158
 5 Interfaces solo-cal e solo-cimento	 173
5.1 Componentes do solo-cal e do solo-cimento	173
5.2 Mecanismos da estabilização à base de cálcio (cal ou cimento Portland) de solos argilosos	178
5.3 Processos envolvidos na estabilização do solo por cal ou por cimento Portland	182
5.4 Importância da estabilização de solos para o suporte de pavimentos de concreto Portland e de pavimentos asfálticos	186
5.5 Produção científica voltada às interfaces solo-cal e solo-cimento Portland	189
 6 Outras interfaces em materiais cimentícios	 202
6.1 Relevância da interface aço-concreto	202
6.2 Efeito da exsudação e da aderência na interface aço-concreto...	207
6.3 Tipos de aderência na interface aço-concreto	209
6.4 Formação de fendas e trincas na interface aço-concreto	211
6.5 Corrosão em estruturas de concreto armado	213
6.6 Produção científica voltada a outras interfaces em materiais cimentícios	217
 Os autores	 224

1

Introdução aos materiais de Construção Civil, à adesão entre os materiais e à tensão em interfaces

1.1 Importância dos materiais para as civilizações

A ação humana de transformar seu meio envolve basicamente o uso de materiais e de energia. Em particular, o desenvolvimento dos materiais está intimamente conectado à cultura das civilizações. Tamanha é a importância deles que as eras da pré-história foram nomeadas conforme materiais estratégicos no desenvolvimento das atividades humanas, como a Idade da Pedra e a Idade dos Metais (a Idade do Cobre, a Idade do Bronze e a Idade do Ferro), como visto na Figura 1.1. O conhecimento das propriedades dos materiais, bem como sua utilização, fez com que o ser humano pudesse se estabelecer em qualquer localidade, incluindo as mais desafiadoras da Terra (e já com incursões fora dela). Para este fim, foi necessário construir estruturas com fins de moradia, travessias (transporte de bens e pessoas), armazenamento de alimentos etc.

Figura 1.1 – Ligação entre a história humana e os materiais



Fonte: 1.1(a) Callister W. D. (2016). Ciência e engenharia de materiais; 1.1(b, c, d, e, f) Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (22/03/2025).

Ainda hoje, em uma era de transição de um mundo essencialmente mecânico para um mundo cada vez mais eletromagnético, os materiais seguem desempenhando um papel essencial nas atividades humanas, seja em temas como a transição energética (incluindo lítio, níquel, cobalto, grafite, cobre além das famosas terras raras), seja ao possibilitar esse mundo eletromagnético (grafeno, nanotubos de carbono e materiais bidimensionais em geral, além de materiais investigados para computação quântica, como o estanho de bário), seja no eterno esforço de desenvolvimento e garantia de direitos básicos como acesso à educação, à saúde, ao trabalho, à moradia, ao lazer... Da existência da possibilidade de oferta para essas demandas a seu efetivo fornecimento (eventualmente com transporte), os materiais desempenham papel determinante.

Menciona-se que a vida urbana se iniciou em aproximadamente 5.000 a.C., no Oriente Médio. Mais especificamente, na Mesopotâmia, que tem esse nome pois se localiza entre os rios Tigre e Eufrates (Leick, 2003). Para construir as estruturas eram usados diferentes materiais: com o barro dos rios, eram feitos tijolo seco ao

sol (adobe) ou cozido; as pedras eram escassas, havendo uma pedreira de calcário na região, porém com custo alto para extrair e transportar, por isso eram usadas apenas em templos e esculturas; além de betume que jorrava na superfície e era usado como argamassa e na impermeabilização de tijolos.

Algumas estruturas construídas na Mesopotâmia ainda hoje se encontram em bom estado de conservação. Como parte da explicação para essa qualidade, atribuiu-se um temor relativo à responsabilidade técnica. O código de Hamurabi – século XVIII a.C. – mencionava a responsabilização do construtor de uma estrutura, como exemplifica o Art. 229 (Código de Hamurabi, 1994): “Se um pedreiro edificou uma casa para um homem, mas não a fortificou e a casa caiu e matou o seu dono, esse pedreiro será morto”. A segunda explicação é que os povos da Mesopotâmia tinham grande conhecimento sobre os materiais usados nas estruturas, como os Zigurates (pirâmides em degraus), sendo Etemenanki a mais famosa, também conhecida como Torre de Babel; construída por Nabucodonosor II, imperador da Babilônia (604a.C. e 562a.C.), conforme representação da Figura 1.2.

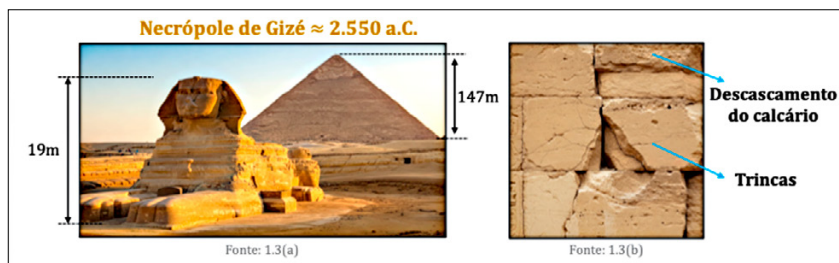
Figura 1.2 – Representação do Código de Hamurabi e da Pirâmide de Etemenanki



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (22/03/2025).

No Egito, o transbordamento do rio Nilo em determinado período do ano e consequente depósito de húmus fertilizava suas estreitas margens possibilitando o desenvolvimento de uma civilização icônica. Diversas estruturas foram construídas pelos egípcios. Entre elas, a mais famosa é a Necrópole de Gizé (pirâmides de Quéops, Quéfren e Miquerinos), construída aproximadamente em 2.550 a.C. Estima-se que foram usados 2,5 milhões de blocos de calcário e granito pesando 6,5 milhões de toneladas na construção dessas estruturas. A grande pirâmide (Pirâmide de Quéops) tem, aproximadamente, 146m de altura, conforme Figura 1.3, enquanto a Esfinge tem mais de 70m de comprimento e 19m de altura (Revista Galileu, 2017). Apesar da idade das construções da Necrópole, a análise do estado atual de preservação mostrou que os blocos analisados apresentam algumas trincas e descascamento do calcário. As possíveis causas para essa deterioração, além do tempo, foram divididas em intrínsecas: características do próprio calcário fóssil (composição mineral, estratificação, fraturas etc.); e extrínsecas: fatores externos (solo, água, alterações climáticas etc.) (Hemeda e Sonbol, 2020).

Figura 1.3 – Necrópole de Gizé e deterioração de seus blocos

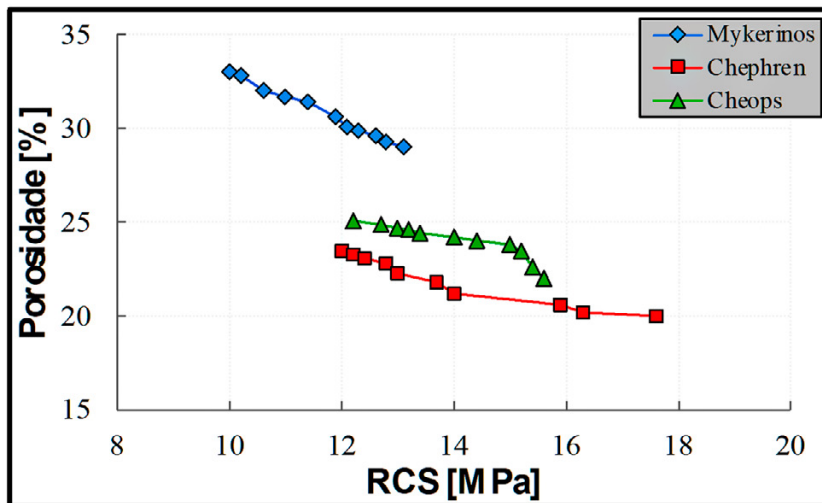


Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (22/03/2025).

Hemeda e Sonbol (2020) analisaram as propriedades que influenciaram a Resistência à Compressão Simples (RCS) dos blocos das pirâmides da Necrópole de Gizé. As três pirâmides apresentaram boa correlação da porosidade de seus blocos com a RCS. A Pirâmide de Miquerinos teve RCS entre 10,2 e 13,1MPa; a pirâmide de Quéops

variou entre 12,1 e 15,1MPa; a pirâmide de Quéfren variou entre 12,1 e 17,8MPa. Atribuem-se os menores valores de RCS da pirâmide de Miquerinos à maior absorção dos seus blocos de calcário, conforme Figura 1.4.

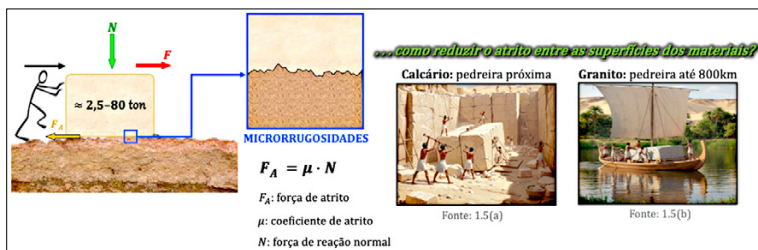
Figura 1.4 – Relação da porosidade com a RCS dos blocos das pirâmides



Fonte: Adaptada de Hemeda e Sonbol (2020, p. 24).

Algo que ainda é fonte de controvérsias é a forma de transporte dos grandes blocos usados nessas pirâmides, cada um pesando geralmente cerca de 2,5 toneladas, mas podendo atingir até oitenta toneladas, segundo suas dimensões e uma propriedade volumétrica conhecida como massa específica (a massa média que um dado volume de material possui). Independente da forma de transporte até o destino final, trata-se também de um problema de interface entre materiais, pois a própria colocação dos blocos exige o deslocamento da superfície do bloco em relação a alguma outra superfície (por exemplo do solo), criando uma interface. Quanto maior a rugosidade da interface (um resultado conjunto do bloco e do solo), maior o coeficiente de atrito, necessitando de uma força mais elevada para deslocar os blocos, conforme ilustrado na Figura 1.5.

Figura 1.5 – Transporte de blocos usados nas pirâmides



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

Outro importante material usado nas estruturas da Antiguidade que tem relação direta com a “Superfície & Interface dos Materiais” são os pigmentos usados em pinturas pela civilização Persa, que, sob o comando de Ciro, o Grande (559-529 a.C.), abrangia os territórios do Irã, Iraque, Síria, Líbano, Jordânia, Israel, Egito, Turquia, Kuwait, Afeganistão, parte do Paquistão, parte da Grécia e da Líbia. A Figura 1.6 mostra uma diversidade de pigmentos usados na pintura e a análise de pigmentos usados nas cidades de Persépolis e Pasárgada (Stodulski *et al.*, 1984). Em particular, sublinha-se que os próprios pigmentos são materiais que residem na proximidade de uma superfície, sujeitos a todas as particularidades de comportamento de uma interface.

Figura 1.6 – Representação de uma imagem com pigmentos usados em pinturas na Pérsia

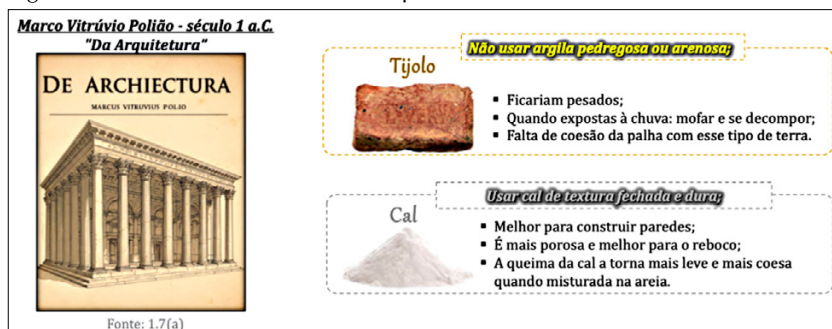


Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

Uma das maiores estruturas já criadas pelo homem foi a Muralha da China, construída durante aproximadamente 1.900 anos, para evitar invasões de tribos nômades vindas do norte, principalmente mongóis, e tendo sido iniciada em ≈ 221 a.C. (Lombardo, 2009). Durante a Dinastia Ming (1368-1644), a referida construção foi aperfeiçoada, atingindo uma extensão de 5.650km (Dwidayati *et al.* 2019). Devido à sua extensão, os materiais usados variavam com o tempo (as primeiras construções usavam junco e cascalho, enquanto as partes mais recentes usavam tijolos cerâmicos de argila aquecida a 1.150°C durante a fabricação). Também variavam de acordo com a localidade (próximo ao que hoje é a cidade de Pequim, eram usados blocos de pedras de calcário, enquanto nas regiões mais ocidentais poderiam ser usados feixes de galhos de plantas com barro). Em alguns casos, a argamassa usada era feita de calcário em pó e sopa de arroz glutinoso; esse processo acabava por alterar o tamanho, a forma e a estrutura dos cristais de carbonato de cálcio, tornando-os mais resistentes à água (Yang *et al.*, 2009).

No livro “Da Arquitetura”, também traduzido como Tratado da Arquitetura, Marco Vitrúvio Polião (século I a.C.) já mencionava que a seleção dos materiais usados nas construções é determinante para a vida útil das estruturas. A Figura 1.7 mostra quais materiais deveriam ser evitados e quais teriam boa qualidade (Polião, 1999).

Figura 1.7 – Materiais com boa e má qualidade



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

No ano 117 d.C., quando os romanos chegaram ao ponto máximo de expansão geográfica, historiadores estimavam que a intrincada rede de estradas por eles construída, conforme Figura 1.8, percorria 80.000km (BBC, 2018). Como comparação, o Brasil possuía $\approx 213.500\text{km}$ de rodovias pavimentadas em 2022 (CNT, Sest, Senat, 2022). A Via Ápia, a mais conhecida estrada romana, construída em 312 a.C. ligava Roma a Cápua e tinha inicialmente uma extensão de 195km (Bernucci *et al.*, 2022). O sistema construtivo era alinhado com o sistema atual, priorizando múltiplas camadas e a drenagem do pavimento.

Figura 1.8 – Rede de estradas de Roma e seu processo construtivo



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

Algumas das grandes estruturas construídas no Império Romano usavam concreto romano, que era composto de calcário calcinado e cinzas vulcânicas zeolitizadas (vulcão Campi Flegrei). A depender do local da construção, quando esse concreto entrava em contato com a água do mar, ele tinha considerável aumento na sua resistência devido à reação da água salgada com os materiais vulcânicos ocorrendo a formação de produtos próximos ao sílico-aluminato de cálcio hidratado (C-A-S-H) e portlandita ou hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) (Jackson *et al.*, 2017).

A Figura 1.9 mostra alguns exemplos de estruturas construídas com a combinação de diferentes materiais que foram eleitas como as Sete Maravilhas do Mundo Antigo (Van Deursen, 2017). Uma curiosidade a respeito de uma delas, o Farol de Alexandria, é que Sóstrato

de Cnidos, muitas vezes atribuído como o arquiteto responsável pela construção, queria gravar na base do farol a seguinte inscrição: “Sóstrato, filho de Dexífanos, cnídio, aos deuses salvadores, para os que navegam”. Todavia, Ptolomeu II não permitiu e ainda ordenou que fosse escrito seu nome: “Ptolomeu”. A solução de Sóstrato foi escrever a primeira frase na base do farol, cobri-la com argamassa e sobrescrever “Ptolomeu”. A inscrição verdadeira só foi descoberta após a degradação da argamassa (Samósata, 2009).

Figura 1.9 – Estruturas eleitas as Sete Maravilhas do Mundo Antigo

A grande pirâmide de Gizé Egito ≈2550 a.C. – hoje  Fonte: 1.10(a) ≈147m de altura	Jardins suspensos da Babilônia Iraque ≈600 a.C. – ?  Fonte: 1.10(b) Estima-se que alguns terraços ≈ 23m de altura	Templo de Ártemis Turquia (356 a.C.-262 d.C.)  Fonte: 1.10(c) 6 mil m² e 127 colunas	
Mausoléu em Halicarnasso Turquia (350 a.C.-1522 d.C.)  Fonte: 1.10(d) 41m e 36 colunas	Colosso de Rodes Ilha grega (282 a.C.-226 a.C.)  Fonte: 1.10(e) 33m de altura	Estátua de Zeus Grécia ≈443 a.C.-462 d.C.  Fonte: 1.10(f) ≈12m de altura	Farol de Alexandria Egito (século 3 a.C.-1323)  Fonte: 1.10(g) 67 salas na torre e ≈147m de altura

Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

Todas as estruturas citadas e inúmeras outras construídas ao longo da história mostram uma grande variedade de materiais: pedras, bronze, ferro, barro, tijolo, betume, calcário, granito, arenito, pozolanas, pigmentos, mármore, madeira, gesso, argila, junco, cascalho, galhos de plantas, sopa de arroz glutinoso, cal, concreto, cinzas vulcânicas etc. Isso fornece uma ideia da importância dos materiais para o desenvolvimento das civilizações e deixa evidente que há uma combinação de materiais usados nas construções. Dessa

forma, torna-se muito importante conhecer como se dá a interação entre esses materiais, pois essas interfaces estão expostas a diferentes mecanismos de degradação ao longo do tempo.

1.2 Introdução à adesão entre os materiais

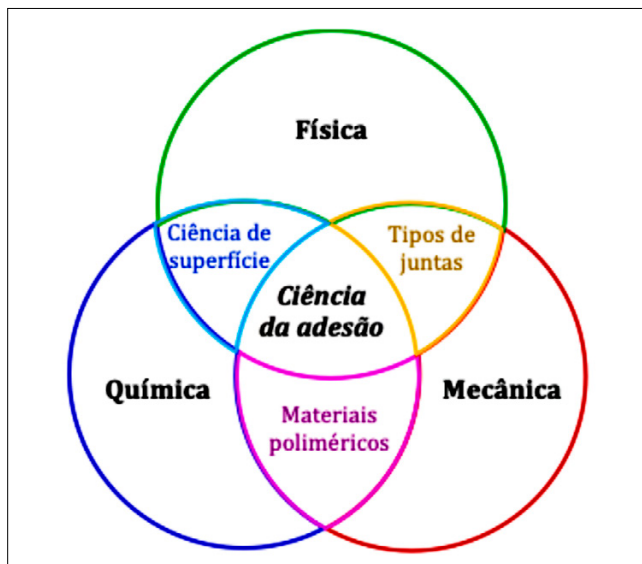
A palavra “adesão” vem da palavra latina “adhaesione”, que significa ato de aderir (Ferreira, 1999). Uma definição de “adesão”, em seu contexto científico, é dada pela ASTM D907-12a (2012): “o estado no qual duas superfícies são mantidas juntas por forças de valência ou forças de intertravamento, ou ambas”. Ou seja, é o fenômeno que se dá para que suas superfícies estejam pelo menos “parcialmente” (o que será mais investigado neste livro) coladas.

Alguns conceitos introdutórios são importantes para o estudo da adesão de materiais:

- adesão “fundamental” refere-se a forças entre os átomos na interface, também chamada de adesão “verdadeira” (Packham, 2005);
- adesão “prática”, por outro lado, é um termo que pode ser usado para descrever os resultados de testes de adesão destrutivos, como um teste de tração (arrancamento) em interface (Packham, 2005);
- modo de falha, em testes dessa natureza, pode ser adesivo (ruptura de ligações entre moléculas de diferentes fases), coesivo (ruptura de ligações entre moléculas dentro de uma mesma fase) ou misto (Packham, 2005);
- junta adesiva é uma montagem feita pelo uso de um adesivo (Petrie, 1999);
- aderentes são materiais sólidos que estão sendo unidos por meio de um adesivo (Petrie, 1999), que é o material empregado para criar a colagem entre as fases;
- força real da junta adesiva é determinada principalmente pelas propriedades mecânicas dos aderentes e do adesivo (Petrie, 1999).

A Figura 1.10 mostra outros conceitos importantes sobre adesão, assim como os conhecimentos envolvidos nos estudos de adesão (Petrie, 1999).

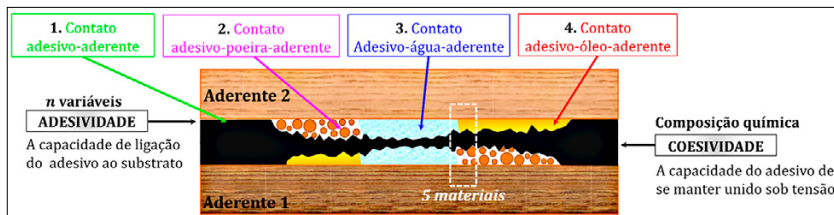
Figura 1.10 – Conhecimentos envolvidos no estudo da adesão



Fonte: Adaptada de Petrie (1999, p. 9).

A união adequada de dois aderentes por meio de um adesivo possibilitará a manutenção da integridade da junta adesiva. Todavia, em algumas situações, essa adesão não é adequada por diferentes motivos, podendo ser citados entre eles a presença de poeira, água ou óleo. Nesses casos, há formação de zonas de contato, conforme Figura 1.11, mais susceptíveis à distribuição de tensões (σ) e deformações (ϵ).

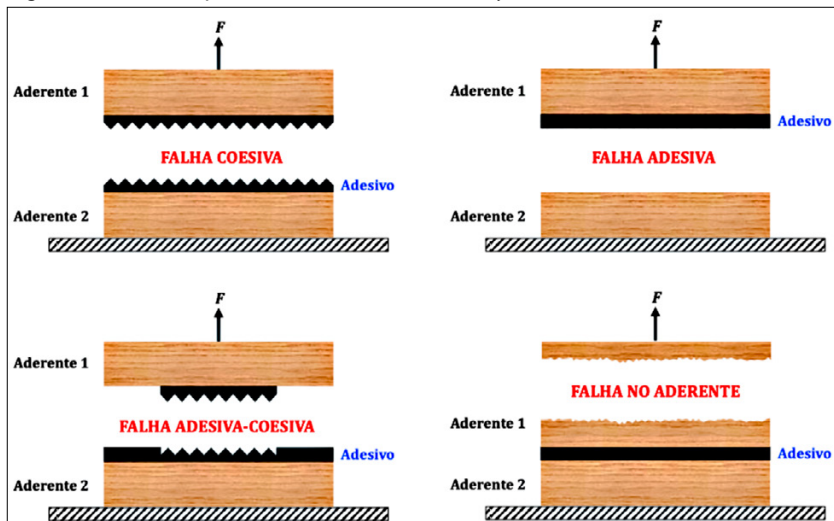
Figura 1.11 – Contatos aderente-adesivo-aderente



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 1.12 mostra os quatro modos de falha teóricos em aderentes unidos por adesivos, segundo Petrie (1999), Da Silva *et al.* (2011) e Ebnesajjad e Landrock (2014): (i) falha coesiva, (ii) falha adesiva, (iii) falha adesiva-coesiva e (iv) falha no aderente.

Figura 1.12 – Exemplos de modos de falhas em juntas aderente-adesivo-aderente



Fonte: Elaborada pelos autores.

Dois tipos de colagem são descritos na literatura: a colagem estrutural e a colagem não estrutural. A colagem estrutural é aquela em que os aderentes podem sofrer grandes tensões até o ponto de escoamento, sendo a junta capaz de transmitir tensão sem perda de

integridade dentro dos limites do projeto (normalmente o adesivo deve ter uma resistência ao cisalhamento $> 7\text{MPa}$). Enquanto isso, na colagem não estrutural, o objetivo é manter os aderentes leves unidos, sendo também chamados de adesivos de retenção (adesivos de embalagens e fitas sensíveis a pressão) (Mittal, 2003).

O uso de adesivos possui vantagens e desvantagens como listado a seguir por Sharpe (1966), Petrie (1999) e Hartland (2004):

(i) VANTAGENS

- distribui uniformemente as tensões;
- permite unir materiais finos/grossos ou iguais/diferentes e de qualquer forma;
- minimiza ou evita a corrosão eletroquímica (galvânica) entre materiais diferentes;
- resiste à fadiga e às cargas cíclicas;
- isola contra transferência de calor e condutância elétrica;
- amortece a vibração e absorver o choque;
- possibilita uma forma mais rápida e/ou mais barata do que a fixação mecânica.

(ii) DESVANTAGENS

- necessidade de preparação cuidadosa da superfície para obter boas ligações;
- necessidade eventual de longos tempos de cura;
- as temperaturas de serviço superiores são limitadas a aproximadamente 177°C , na maioria dos casos, mas adesivos especiais estão disponíveis para uso limitado até 371°C ;
- necessidade de controle rígido do processo, incluindo ênfase na limpeza;
- a vida útil da junta adesiva depende do ambiente ao qual está sempre exposta.

Ainda hoje, não há uma teoria única que represente o comportamento adesivo-coesivo, havendo diferentes definições teóricas a depender da área do conhecimento que está investigando o tema. Abaixo são mostradas teorias consideradas em estudos de diferentes autores:

- Teorias da adsorção, do intertravamento mecânico, da difusão, da interação eletrostática e das camadas de limite fraco (Petrie, 1999);
- Teorias da adsorção, mecânica, eletrostática, da difusão, da camada limite fraca (Da Silva et al, 2011);
- Teorias mecânica, eletrostática (eletrônica), da difusão, do umedecimento, da ligação química (Ebnesajjad e Landrock, 2014);
- Teorias de adsorção e umedecimento, de difusão, eletrostáticas, de ligações químicas através da interface, de adesão mecânica (Wake, 1978).

Cada área do conhecimento de adesão tem preferência por determinada teoria e os estudos, ensaios laboratoriais e métodos utilizados depende da escolha da teoria escolhida para explicar o fenômeno investigado. Por esse motivo, algumas teorias serão melhor detalhadas no Capítulo 2, para uma aplicação específica.

1.3 Tensões em interfaces

Uma interface pode ser definida quando duas fases sólidas ou líquidas em contato possuem átomos/moléculas em ambos os lados de um plano imaginário. As partículas interfaciais diferem energeticamente daquelas no interior de cada fase, pois estão presentes na fronteira da respectiva fase e interagem com as partículas da outra fase. A composição e a energia variam continuamente de uma fase para a outra através da interface, que geralmente tem uma espessura inferior a $0,1\mu\text{m}$ (Ebnesajjad e Landrock, 2014). A Figura 1.13 indica como se dá a distribuição de energia ao longo do volume de materiais homogêneos e como, especificamente na interface (adesivo) entre esses materiais, a energia de união é diferente se comparada as diferentes fases (aderentes), de acordo com Sharpe (1966), Petrie (1996) e Wu (1982).

MATERIAL 1 (sólido ou líquido)

MATERIAL 2 (sólido ou líquido)

Distribuição de energia é igual no volume da fase 1

Distribuição de energia é igual no volume da fase 2

FASE 1

FASE 2

Interface=0,1 [Wu, 1982 & Hartland, 2004]

As partículas interfaciais diferem em sua energia em relação as partículas presentes no volume de cada fase.

Energia no volume

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5$

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5$

Ao se falar de interface entre materiais, segundo Ebnesajjad e Landrock (2014) e Pocius (2021), surgem importantes conceitos, como tensão superficial, energia livre de superfície, trabalho de adesão, molhabilidade e ângulo de contato:

- a tensão superficial é definida como a força por unidade de comprimento que atua na superfície de um líquido, resultante das forças de coesão entre as moléculas do líquido. A tensão superficial dos líquidos pode ser medida diretamente, porém o conceito de tensão superficial não é aplicável a sólidos. No entanto, um conceito que guarda proximidade com a tensão superficial, chamado energia livre de superfície, é certamente aplicável também a superfícies sólidas;
- energia livre de superfície é a energia associada à interface entre duas fases, como líquido-sólido. É a energia necessária para criar uma nova superfície unitária, refletindo a instabilidade das moléculas na superfície em comparação com as moléculas no interior do material;
- o trabalho de adesão, mostrado na Equação 1.1, é a energia necessária para separar completamente duas superfícies aderidas. É a diferença entre as energias superficiais das duas fases e a energia da interface entre elas;

em que, W_a é o trabalho de adesão, γ_L é a energia de superfície (tensão) da fase líquida, γ_S é a energia de superfície da fase sólida, γ_{SL} é a tensão superficial interfacial.

Quando não houver interface, a Equação 1.1 pode ser reescrita para determinar o trabalho de coesão (W_c), quando as duas fases são idênticas, como mostrado na Equação 1.2.

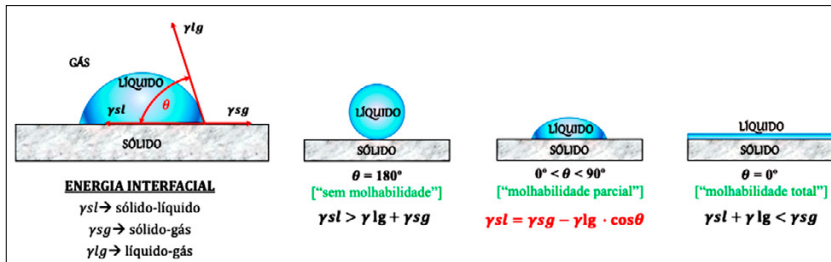
$$W_c = 2\gamma_s \quad \text{Eq. 1.2}$$

- a molhabilidade refere-se à capacidade de um líquido de manter contato com uma superfície sólida, resultante de interações intermoleculares. É determinada pela tensão superficial do líquido e pela energia de superfície do sólido;
- o ângulo de contato, mostrado na Figura 1.14, é o ângulo formado na junção de três fases, sólido, líquido, e gás medido entre a superfície sólida e a tangente à superfície do líquido na interface. A Equação 1.3 mostra a Equação de Young que relaciona o ângulo de contato com as energias interfaciais.

$$\gamma_{SL} = \gamma_{SG} - \gamma_{LG} \cdot \cos \theta \quad \text{Eq. 1.1}$$

em que, γ_{SL} é a energia interfacial sólido-líquido, γ_{SG} é a energia interfacial sólido-gás, γ_{LG} é a energia interfacial líquido-gás e θ é o ângulo de contato. Para informações mais detalhadas sobre energia de superfície e tópicos correlatos, indica-se a leitura de Ebnesajjad e Landrock (2014) e Pocius (2021).

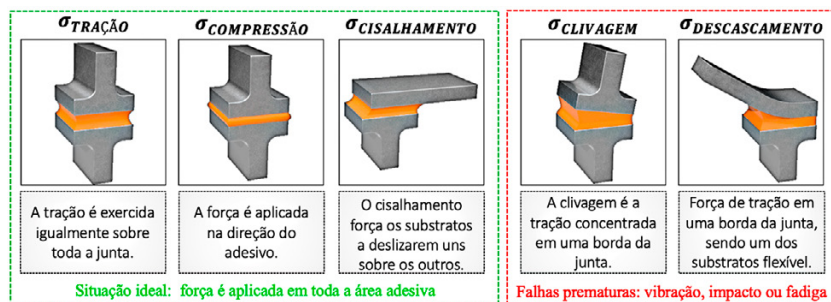
Figura 1.14 – Ângulos de contato na interface sólido-líquido-gás



Fonte: Elaborada pelos autores.

Ao se unirem dois aderentes por meio de um adesivo, são formados diferentes tipos de juntas. A Figura 1.15 mostra os tipos de tensões atuantes nas juntas aderente-adesivo-aderente e quais delas são as mais prejudiciais para as falhas prematuras.

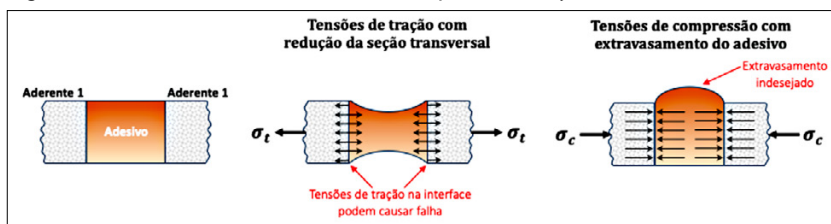
Figura 1.15 – Tipos de tensões em juntas aderente-adesivo-aderente



Fonte: Adaptada de 3M.

Tanto o trabalho de adesão quanto o trabalho de coesão são importantes para a qualidade das juntas adesivas trabalhando sob tensões de tração e de compressão. Conforme Tons (1964), as tensões de tração podem causar falhas na interface aderente-adesivo, enquanto as tensões de compressão podem levar a um extravasamento do adesivo, conforme Figura 1.16. Assim, grande parte da eficiência da ligação da interface está na escolha do adesivo, visto que o conjunto aderente-adesivo-aderente estará sujeito a diferentes tipos de tensões e, em muitos casos, a cargas cíclicas.

Figura 1.16 – Tensões de tração e de compressão em juntas adesivas



Fonte: Adaptada de Tons (1964).

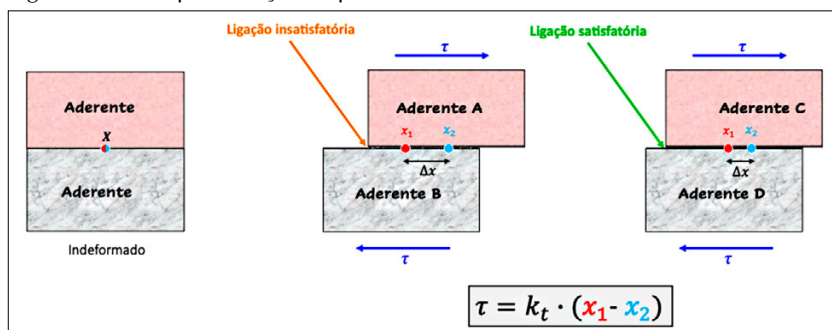
Em relação às tensões de cisalhamento (τ), o modelo linear de interface, também conhecido como Lei de Goodman (Goodman *et al.*, 2020), define o módulo de reação ao cisalhamento (k_s) como uma constante que relaciona a tensão de resistência ao cisalhamento

(τ) na interface e o deslocamento relativo (Δx) entre as duas faces adjacentes, conforme Equação 1.1.

$$\tau = k_t \cdot \Delta x \quad \text{Eq. 1.1}$$

A Figura 1.17 mostra uma representação do modelo de Goodman aplicado ao deslocamento horizontal devido ao cisalhamento de dois aderentes ligados por um adesivo. De forma resumida, quanto melhor for a ligação entre o adesivo e os aderentes, menor será o deslocamento horizontal dos aderentes devido à tensão de cisalhamento.

Figura 1.17 – Representação esquemática do modelo de Goodman



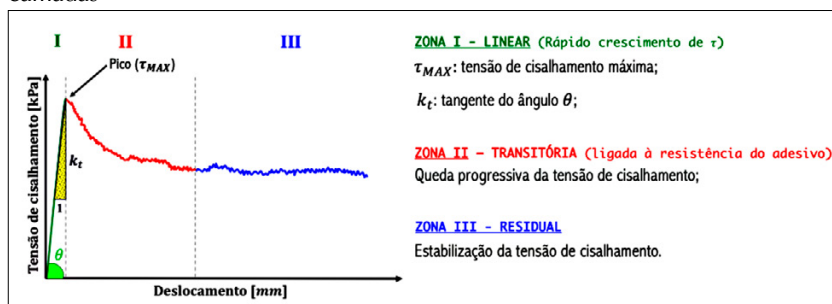
Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 1.18 exemplifica um gráfico genérico que relaciona o deslocamento de uma interface genérica com a tensão de cisalhamento. Três zonas são características desse tipo de análise, a saber:

- (i) a zona I, que apresenta um comportamento linear, com um rápido crescimento da tensão de cisalhamento, onde é possível obter a tensão de cisalhamento máxima e o módulo de reação ao cisalhamento da Lei de Goodman, que é avaliado pela tangente do ângulo θ formado no gráfico;

- (ii) a zona II, que é transitória e tem relação com a resistência do adesivo, e nela há uma queda progressiva da tensão de cisalhamento; e, por fim,
- (III) a zona III, que possui comportamento residual onde há uma estabilização da tensão de cisalhamento, conforme Figura 1.18, com as superfícies deslizando entre si com a atuação da força de atrito entre as duas superfícies, agora com o adesivo deteriorado.

Figura 1.18 – Representação gráfica de um resultado típico de aderência entre camadas



Fonte: Elaborada pelos autores.

Orozco (2020) usou pares de extensômetros curtos e longos para medir as tensões axiais em duas rochas (aderentes) unidas por ligante asfáltico (adesivo) e realizou simulações com o Método dos Elementos Finitos (MEF). Nesse estudo, concluiu-se que rochas particularmente rígidas (quase rígidas), sob cargas de tração-compressão, levaram a um confinamento do filme de ligante sem nenhuma deformação radial e uma fase de rocha com tensão radial insignificante. Os valores encontrados de coeficiente de Poisson de 0,5 indicaram que o ligante era quase incompressível, especialmente em baixa frequência. Em outros casos de ensaios de arrancamento, amostras de grande diâmetro falharam na fase rochosa devido a regiões frágeis, e não na fase que se intuía ser mais frágil considerando propriedades volu-

métricas em vez de propriedades de superfície. Para alguns espécimes de pequeno diâmetro, foram observadas tensões de flexão, devido ao desalinhamento entre a amostra e o eixo da prensa (uma parte do filme estava em compressão) no início do teste.

Medir tensões e deformações em interfaces entre materiais sólidos é um desafio de diferentes áreas do conhecimento. Algumas das complexidades envolvidas:

- a interface entre dois materiais pode ter características distintas das propriedades volumétricas dos materiais;
- a existência de rugosidade superficial ou defeitos na interface que podem dificultar a análise;
- as propriedades mecânicas podem mudar abruptamente na interface;
- a espessura muito fina das interfaces, o que dificulta a colocação de sensores, sem que haja perturbação da interface.

Na maioria das áreas do conhecimento, há grande dificuldade de mensurar com precisão o que ocorre nas interfaces. Todavia, a evolução dos métodos de medição tende a trazer um maior conhecimento sobre como as interfaces entre diferentes materiais pode influenciar nas falhas dos materiais. Nesse aspecto, os capítulos seguintes abordarão “Superfícies e interfaces de materiais na Engenharia Civil”. Entre os tópicos que serão abordados, estão: *Interface agregado-ligante asfáltico*; *Zona de transição na interface agregado-pasta de cimento* (“concreto de cimento Portland”); *Interface entre camadas de pavimentos*; *Interfaces solo-cimento & solo-cal*; e, finalmente, *Outras interfaces em materiais cimentícios*.

Referências

3M. https://www.3m.com/3M/en_US/bonding-and-assembly-us/resources/science-of-adhesion/common-stress-types-adhesive-joints/. 2024.

- ASTM D907-12a *Standard Terminology of Adhesives*. 2012.
- BBC. <https://www.bbc.com/portuguese/geral-45236912>, 2018.
- BERNUCCI, L. L. B. *et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*, 2022.
- CNT. SEST. SENAT. *Pesquisa CNT de rodovias 2022*. Confederação Nacional do Transporte; Serviço Social do Transporte; Serviço Nacional de Aprendizagem do Transporte, 288p, Brasília, 2022.
- CÓDIGO DE HAMURABI. Bauru: Edipro, 1994. Série Clássicos.
- DWIDAYATI, N. *et al.* Ethnomathematics exploration at the Chinese Wall and its relation to the concept of geometry. *Journal of Physics: Conference Series*. IOP Publishing, 2019.
- EBNESAJJAD, S.; LANDROCK, A. H. *Adhesives technology handbook*. William Andrew, 2014.
- FERREIRA, A. B. L. *Novo Aurélio Século XXI: o dicionário da língua portuguesa*. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1999.
- GALILEU. Cientistas encontram “espaço vazio” secreto na Grande Pirâmide de Gizé. *Galileu*, São Paulo, 2 nov. 2017. Disponível em: <https://revistagalileu.globo.com/Ciencia/Arqueologia/noticia/2017/11/cientistas-encontram-espaco-vazio-secreto-na-grande-piramide-de-gize.html>, 2017. Acesso em: 26 mar. 2026.
- GOODMAN R. E.; TAYLOR R. L.; BREKKE T. L. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, v. 94, n. 3, p. 637-659, 1968.
- HARTLAND, S. *Surface and Interfacial Tension: Measurement, Theory, and Applications*. Boca Raton, FL: CRC Publishers, 2004.
- HEMEDA, S.; SONBOL, A. Sustainability problems of the Giza pyramids. *Heritage Science*, v. 8, n. 1, p. 1-28, 2020.

JACKSON, M. D. *et al.* Phillipsite and Al-tobermorite mineral cements produced through low-temperature water-rock reactions in Roman marine concrete. *American Mineralogist*, v. 102, n. 7, p. 1435-1450, 2017.

LEICK, G. *Mesopotâmia: a invenção da cidade*. Imago, 2003.

LOMBARDO, L. Como foi construída a Muralha da China. *Superinteressante*, São Paulo, 1 jul. 2009. Disponível em: <https://super.abril.com.br/mundo-estranho/como-foi-construida-a-muralha-da-china/>, 2024. Acesso em: 26 mar. 2026.

MITTAL, K. L. *Adhesive Joints: formation, characteristics and testing*. Netherlands: Brill Academic Publishers, 2003.

OROZCO, G. *Relationship between thermomechanical performances of bituminous binders and mixtures with focus on the binder-aggregate adhesion*. 2020. Tese (Doutorado) - Université de Lyon, Lyon.

PACKHAM, D. E. *In Handbook of adhesion*. 2. ed. second edition. John Wiley & Sons: West Sussex, England, 2005.

PETRIE, E. M. *Handbook of Adhesives & Sealants*. England: McGraw-Hill Handbooks, 1999.

PETRIE, E. M. *Plastic and elastomer adhesives*. *Handbook of Plastics and Elastomers* (C. A. Harper, ed.). New York: McGraw-Hill, 1996.

POCIUS, A. V. *Adhesion and adhesives technology: an introduction*. Carl Hanser Verlag GmbH Co KG, 2021.

POLIÃO, M. V. *Da arquitetura*. São Paulo: Hucitec, 1999.

SAMÓATA, L. Como se deve escrever a história. Belo Horizonte: Tessitura, 2009. In: ESTRABÃO XVII, 1, 6; PLÍNIO. *História natural* XXXVI, 8-3.

SILVA, L. F. M.; ÖCHSNER, A.; ADAMS, R. D. (Ed.) *Handbook of adhesion technology*. Heidelberg: Springer, 2011.

SHARPE, L. H. The materials, processes and design methods for assembly with adhesives. *Machine Design*, v. 38, n. 19, p.179-200, 1966.

STODULSKI, L.; FARRELL, E.; NEWMAN, R. Identification of ancient Persian pigments from Persepolis and Pasargadae. *Studies in Conservation*, v. 29, n. 3, p. 143-154, 1984.

TONS, E. *Factors in Joint Seal Design*. MIT Department of Civil Engineering, School of Engineering, 1964.

VAN DEURSEN, F. Como as sete Maravilhas da Antiguidade foram construídas. *Superinteressante*, São Paulo, 20 jun. 2017. Disponível em: <https://super.abril.com.br/mundo-estranho/como-as-sete-maravilhas-da-antiguidade-foram-construidas/>, 2024. Acesso em: 26 mar. 2026.

WAKE, W. C. *Theories of adhesion and uses of adhesives*: a review, v. 19, n. 3, p. 291–308, 1978.

WU, S. *Polymer Interface and Adhesion*. Marcel Dekker: New York, 1982.

YANG, F. *et al.* Traditional mortar represented by sticky rice lime mortar — One of the great inventions in ancient China. *Science in China Series E: Technological Sciences*, v. 52, n. 6, p. 1641-1647, 2009.

2

Interface agregado-ligante asfáltico

2.1 Interface agregado-ligante e sua importância

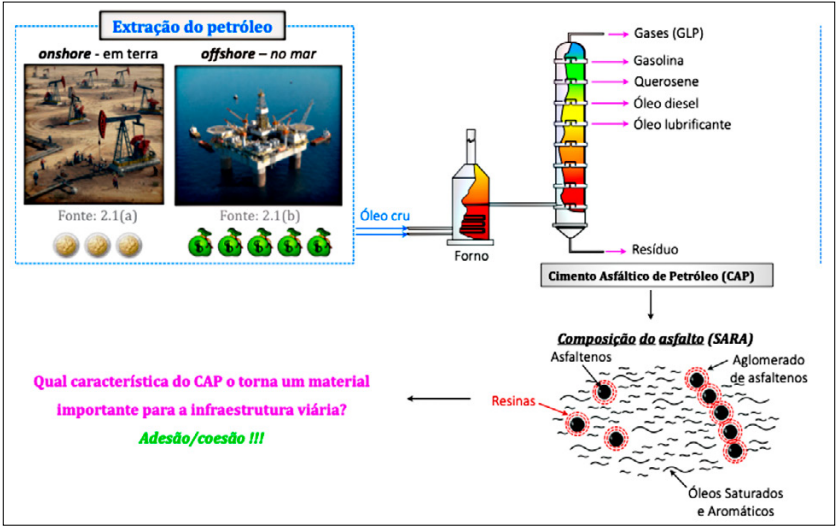
O pavimento asfáltico é construído com uma série de camadas sobre uma plataforma denominada subleito (terreno natural do local da obra). Essas camadas, em geral, são compostas de materiais granulares com ou sem estabilização, sendo chamadas de sub-base e base, podendo ser feita, no caso de má qualidade do subleito, a adição do reforço do subleito. Além delas, a camada mais superior, que está em contato com o tráfego, é designada revestimento asfáltico (camada de rolamento). Também é possível usar duas camadas asfálticas, sendo a mais inferior chamada de camada de *binder* ou de ligação. Essa camada pode ser composta por diferentes tipos de misturas asfálticas. Todavia, neste capítulo trataremos apenas da interface entre o agregado-ligante de misturas densas de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ). Portanto, toda vez que nos referirmos à mistura asfáltica, ela será do tipo CAUQ.

Note-se que, em geral, conforme explicado, apenas uma ou duas camadas contêm o adesivo investigado neste capítulo, e trata-se da camada comumente mais esbelta. Comumente, um pavimento é constituído, acima de uma regularização de subleito (fundação), por cerca de duas dezenas de cm de base granular, outras duas dezenas de

centímetros de sub-base, com menos de uma dezena de centímetros de revestimento asfáltico. Note-se ainda que, em volume, apenas cerca de 15% da mistura asfáltica é o adesivo investigado neste capítulo. O restante é constituído pelos grãos a serem colados, nos seus mais variados tamanhos (britas, areias, eventualmente fileres adicionados, bastante finos, costumeiramente com tamanho característico inferior a 150µm), pela ação do adesivo (ligante asfáltico). Ainda assim, trata-se do componente material que mais contribui para o custo total de rodovias, que são comumente um dos maiores patrimônios construídos das nações atuais, e um relevante vetor de seu desenvolvimento.

Após a extração e a destilação do petróleo, o produto no fundo da torre é o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), que é composto das frações Sara (saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos) (Bernucci *et al.*, 2022), conforme Figura 2.1. Daqui por diante o CAP será chamado de ligante ou ligante asfáltico, devido às suas boas características de ligação (adesão/coesão). É o adesivo utilizado para colar agregados e produzir as misturas asfálticas.

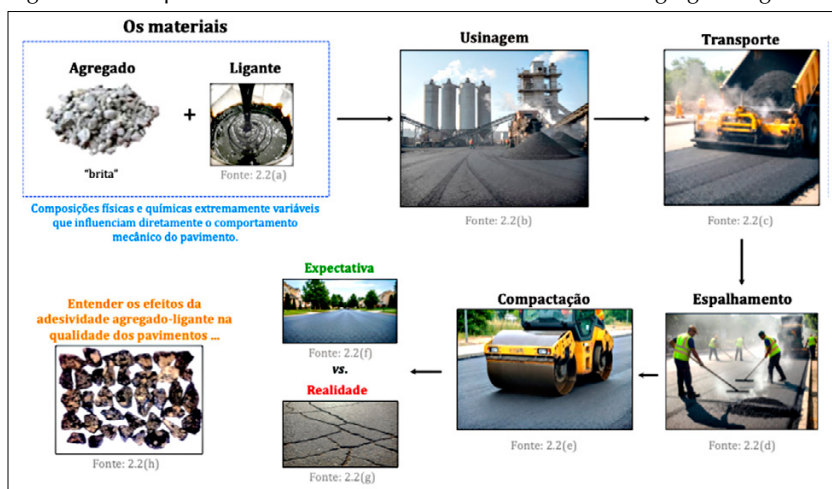
Figura 2.1 – Da extração do petróleo ao refino do asfalto



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

São essas características de adesão/coesão em temperatura ambiente e a facilidade de fluir com aumento de temperatura que tornam o ligante um excelente material a ser misturado com agregados graúdos, miúdos e fíler para produzir misturas asfálticas. Entender os efeitos da adesão/coesão pode ajudar a prever o surgimento de defeitos nos pavimentos asfálticos, bem como selecionar combinações mais eficientes de materiais com o intuito de melhorar o desempenho do pavimento, conforme Figura 2.2.

Figura 2.2 – Importância de entender o efeito da adesividade agregado-ligante

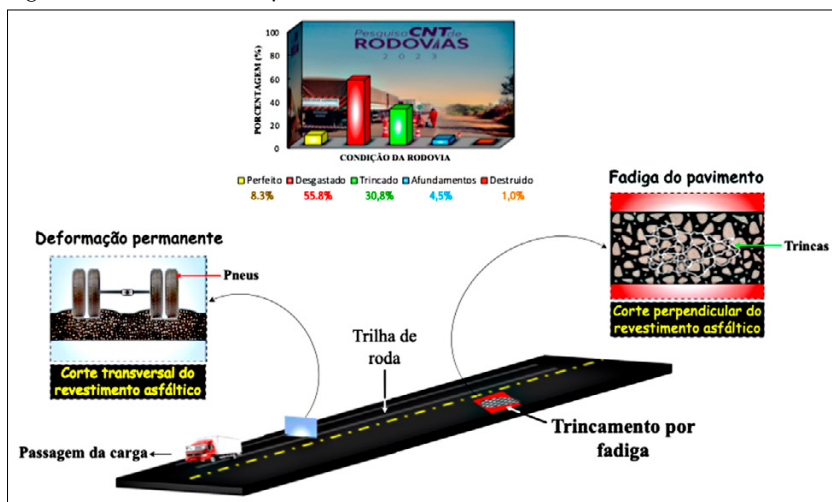


Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

A adesão entre os materiais é um fenômeno complexo que depende das propriedades físicas, mecânicas e, principalmente, químicas dos seus componentes, afetando a vida útil dos pavimentos asfálticos. A adesividade ativa é a capacidade de o ligante asfáltico deslocar a água da superfície das partículas de agregado e de se manter aderido a elas por meio de uma ligação química. Já a adesividade passiva é a capacidade de o ligante asfáltico manter íntegra a união adesiva e coesiva com o agregado, evitando seu desprendimento quando a água entra em contato com essa interface. A adesi-

vidade global é caracterizada pela resistência adesiva e coesiva da mistura contra o deslocamento das partículas de agregado, fixados pelo ligante asfáltico (Abeda, 2010). Apesar dessas e outras distinções, a real força adesiva na interface agregado-ligante é complexa e difícil de ser medida, não sendo possível, na maioria dos casos, sua aferição direta. Por esse motivo, usaremos a palavra adesividade para nos referir ao fenômeno que mantém os agregados unidos por meio do ligante asfáltico, sendo esta afetada pela umidade/água. Esse fenômeno influencia diretamente os principais defeitos em pavimentos asfálticos. No Brasil, os defeitos mais presentes nos pavimentos asfálticos são o trincamento por fadiga e a deformação permanente, conforme Figura 2.3.

Figura 2.3 – Defeitos dos pavimentos asfálticos

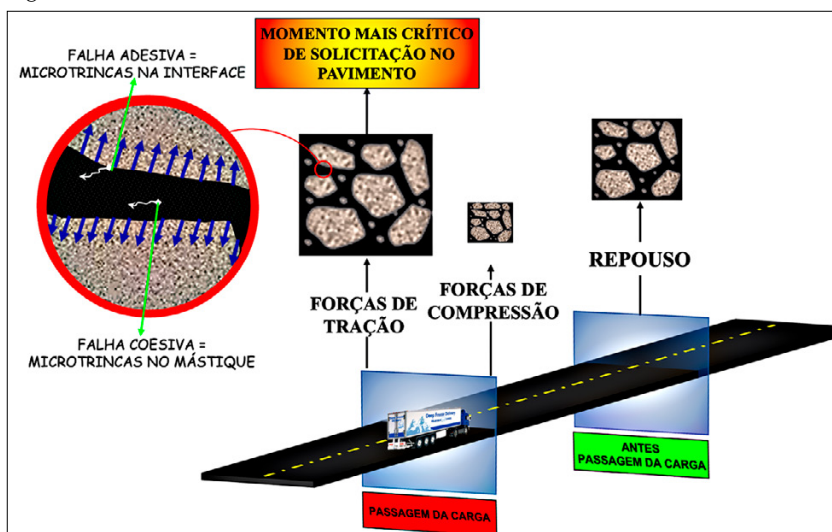


Fonte: Adaptada de Lucas Júnior (2018, p. 20).

O trincamento por fadiga é originado pela repetição das cargas no pavimento, o que diminui a rigidez do revestimento (Di Benedetto e De La Roche, 1998). O início do processo de trincamento devido ao tráfego pode se dar por uma falha adesiva, com a formação de uma microtrinca na interface; por uma falha coesiva, com a for-

mação de uma microtrinca o mástique (filer + ligante) (Lucas Júnior, 2018), conforme Figura 2.3; ou ainda pela combinação de ambas. Salienta-se que não é esperado que haja uma falha por fadiga na rocha, devido à sua maior resistência se comparada ao restante do compósito (e, por conseguinte, ao próprio compósito). Sabe-se que, em relação ao revestimento asfáltico, as deformações de tração no fundo do revestimento asfáltico são importantes para a degradação por fadiga do pavimento. Por esse motivo, entende-se que as forças solicitantes de tração na mistura asfáltica são críticas para a formação das microtrincas.

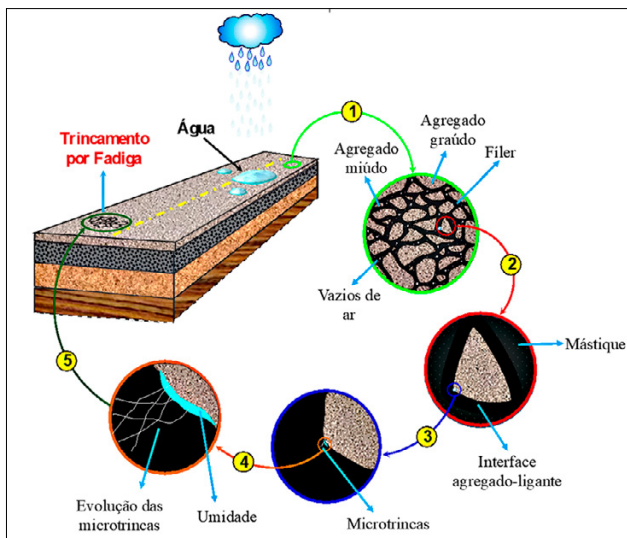
Figura 2.4 – Microtrincas devido à adesão e à coesão



Fonte: Extraído de Lucas Júnior (2018, p. 21).

Partindo-se do princípio de que a água afeta a adesividade agregado-ligante e que a adesividade afeta o trincamento por fadiga, a Figura 2.5 ilustra a possível formação e propagação de microtrincas devido à perda de adesividade pela ação deletéria da umidade (Lucas Júnior, 2018).

Figura 2.5 – Evolução de microtrincas em revestimentos asfálticos devido à umidade



Fonte: Extraída de Lucas Júnior (2018, p. 34).

2.2 Defeitos diretamente relacionados à umidade e à adesividade

A literatura aponta que frequentemente a água/umidade (vapor ou líquido) e a adesividade agregado-ligante são alguns dos fatores que mais afetam a vida útil dos pavimentos asfálticos, conforme Lucas Júnior (2018), Hicks (1991), Kanitpong e Bahia (1901), Lucas Júnior; Babadopoulos; Soares (2019b) e Moisture sensitivity (2003). Devido à complexidade das interações da água/umidade com o pavimento, ainda hoje, desconhecemos todas as suas consequências nos diferentes defeitos dos pavimentos asfálticos. O termo “dano por umidade” frequentemente se refere a problemas relacionados ao efeito da umidade sobre a mistura asfáltica usada no revestimento do pavimento.

Inicialmente, cabe um esclarecimento importante a respeito de um fenômeno conhecido internacionalmente como *stripping*. Esse

fenômeno é amplamente investigado e nota-se uma grande variedade de definições que, por vezes, podem causar certa confusão, como:

- o *stripping* é a quebra da ligação adesiva entre a superfície do agregado e o ligante asfáltico (Asphalt Institute, 1981);
- o *stripping* (mais apropriadamente chamado de dano por umidade induzida) pode ser descrito como o enfraquecimento ou eventual perda da ligação adesiva geralmente na presença de umidade entre a superfície do agregado e o ligante asfáltico (Roberts et al., 1991);
- *stripping* é deterioração da ligação agregado-ligante na presença de água (Majidzadeh e Brovold, 1968);
- *binder stripping* é a separação do ligante por uma remoção indesejada deste da superfície do agregado (DNIT IPR 700, 2017);
- *stripping* é a deterioração funcional progressiva de um revestimento asfáltico pela perda da ligação adesiva entre o ligante e a superfície do agregado e/ou perda da resistência coesiva dentro do cimento asfáltico principalmente pela ação da água (DNIT IPR 700, 2017).

No Brasil, é comum se referir a *stripping* como o descolamento da película asfáltica do agregado. Todavia, essa definição pode ser confundida com dois dos mecanismos (deslocamento e desprendimento da película) que descrevem o próprio *stripping*. Sendo assim, os autores entendem que o *stripping* nada mais é do que a perda da adesividade agregado-ligante devido à ação da água, e, daqui por diante, o entendimento dessa palavra será a própria perda da adesividade agregado-ligante (*stripping*). Isso se mostra mais adequado, visto que o aditivo *antistripping* (termo em inglês) é conhecido nacionalmente como agente melhorador de adesividade.

Tamanha é a complexidade dos efeitos da umidade nos pavimentos asfálticos que não há um defeito específico nomeado para descrevê-lo. É comum nos referirmos a dano por umidade como um fator que compromete a durabilidade dos pavimentos e acelera o surgimento de uma série de defeitos. No caso da Figura 2.6, a umidade atinge a camada inferior do revestimento e começa a desinte-

grar a ligação do agregado com o ligante de baixo para cima (Kiggundu e Roberts, 1988), podendo inclusive haver bombeamento de finos para a superfície. Assim, quando o defeito fica visível na superfície do pavimento, toda a camada de revestimento já está comprometida, sendo necessária a sua retirada para recomposição dessa parte da estrutura. Conforme *Asphalt Institute* (1981) em amostras extraídas de campo, é muito provável que a perda de adesão se inicie de baixo para cima preponderantemente, visto que a parte inferior de um revestimento asfáltico está sujeita a tensões de tração devido às cargas mecânicas e, frequentemente, sujeito à exposição prolongada à umidade/água aprisionada na base granular.

A perda de adesividade pode ser acelerada por diferentes motivos, como (i) aumento do pH da água (Yoon e Tarrer, 1988); (ii) acidez dos agregados (Harnish, 2010); e (iii) compactação/volume de vazios (Moisture Susceptibility, 1992), propriedades do ligante asfáltico (Taylor e Khosla, 1983) etc.

Figura 2.6 – Perda de adesividade causando defeitos no pavimento asfáltico



Fonte: Elaborada pelos autores. Imagem gerada por meio da ferramenta de IA Gemini (23/03/2025).

Outro defeito bastante relacionado à perda de adesividade agregado-ligante é o desgaste, conhecido internacionalmente como *raveling*. Nesse defeito, há uma perda de finos na superfície do

pavimento, conforme Figura 2.7, devido a diferentes fatores como baixo teor de ligante, envelhecimento do ligante, umidade e tráfego (Moisture sensitivity, 2003). A poeira e/ou argila no momento da usinagem da mistura ou ainda agregados com má adesividade com o ligante asfáltico podem acelerar/agravar o desgaste do pavimento (Yoon e Tarrer, 1988).

Figura 2.7 – Desgaste do pavimento asfáltico



Fonte: Elaborada pelos autores.

A literatura cita que diversos defeitos, além dos trincamentos e do desgaste, surgem pela perda progressiva de adesividade agregado-ligante, como a deformação permanente, exsudação (conforme Moisture sensitivity (2003) e Kiggundu e Roberts (1988)), panelas/buracos (Harnish, 2010) etc.

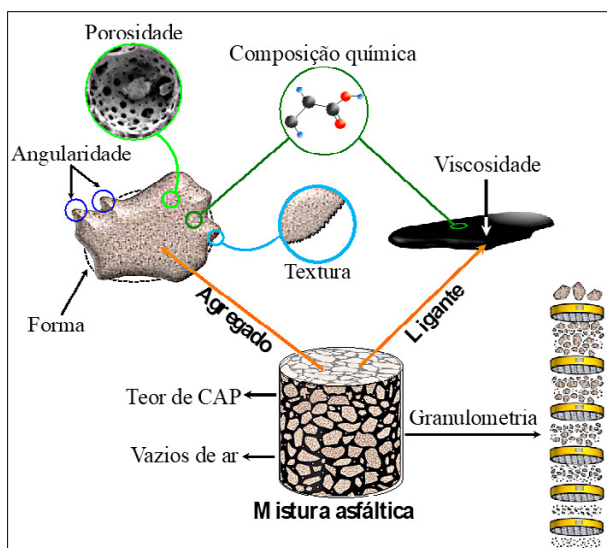
2.3 Variáveis que afetam a adesividade agregado-ligante

Diferentes variáveis têm efeito sobre a adesividade agregado-ligante.¹ Algumas das mais relevantes são mostradas na Figura 2.8

¹ Cf. Rice (1958); Petersen *et al.* (1982); Dibalski (1982); Kennedy e Anagnos (1984); Roberts *et al.* (1996); Kandhal e Rickards (2001); e Johnson e Freeman (2002).

(Lucas Júnior, 2018). Essas variáveis estão descritas na literatura sobre adesividade, com trabalhos referenciados neste livro sendo publicados desde 1958, mostrando que esse tema tem sido relevante para a pavimentação há várias décadas. Com o avanço tecnológico, novos métodos de análise da adesividade têm sido desenvolvidos e seus resultados mostram que algumas propriedades como a composição química dos agregados e do ligante têm se mostrado mais importantes quando comparadas a outras, como as propriedades de forma. Essas descobertas serão melhor detalhadas nos tópicos a seguir.

Figura 2.8 – Variáveis que afetam a adesividade segundo a literatura



Fonte: Extraído de Lucas Júnior (2018, p. 37).

O tema adesividade/umidade é tão importante que, no ano de 2003, nos Estados Unidos, ocorreu um seminário nacional sobre a sensibilidade à umidade em pavimentos asfálticos. Os objetivos desse seminário nacional foram a transferência de tecnologia sobre o tema por parte dos principais especialistas e o início de um roteiro para resolver esse problema, conforme Moisture Sensitivity (2003).

A Figura 2.9 apresenta o que se concluiu no seminário, especificando como as diferentes etapas e algumas propriedades afetam os danos causados pela umidade nos pavimentos asfálticos.

Figura 2.9 – Variáveis que afetam a adesividade segundo a literatura

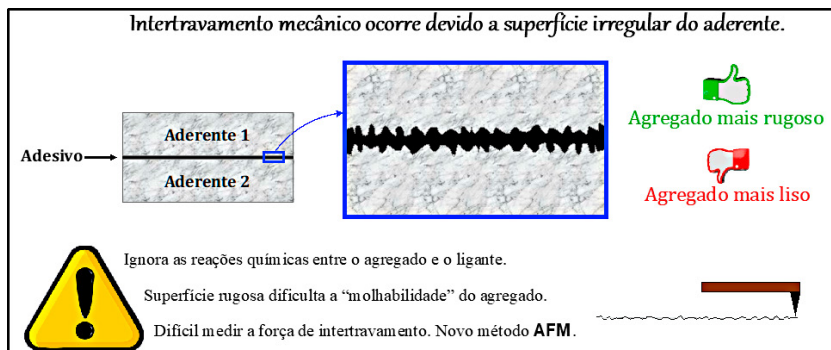


Fonte: Elaborada pelos autores.

2.4 Teorias sobre adesividade agregado-ligante

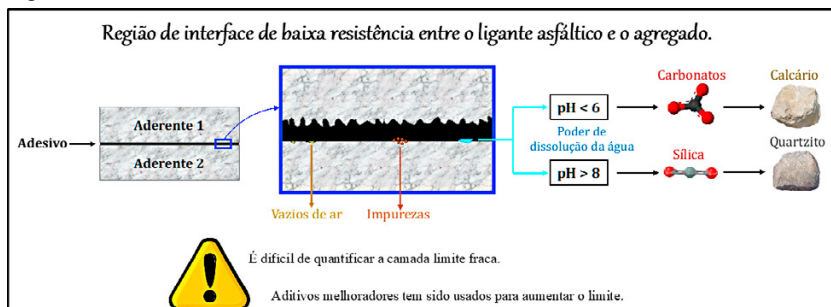
Conforme descrito no item 1.2. do Capítulo 1, o tema adesão entre materiais possui uma grande variedade de teorias para explicar o fenômeno. Quando estudamos especificamente a adesividade agregado-ligante asfáltico, notamos inúmeras teorias, como (i) teoria da adesão mecânica (Rice (1958) e Terrel e Al-Swailm (1994)); (ii) teoria do limite fraco (*weak boundary theory*) (Tarrer e Wagh (1991) e Jamieson *et al.* (1995)); (iii) teoria da orientação molecular (Ensley (1975) e Yang *et al.* (2016)); (iv) teoria eletrostática (Yang *et al.* (2016) e Packham (2018)); (v) teoria da energia livre de superfície (Terrel e Shute (1989) e Wei e Zhang (2012)); e (vi) teoria das reações químicas (Hicks (1991) e Kiggundu e Roberts (1988)). As Figuras 2.10 a 2.16 mostram algumas das características de cada uma das teorias.

Figura 2.10 – Teoria da adesão mecânica



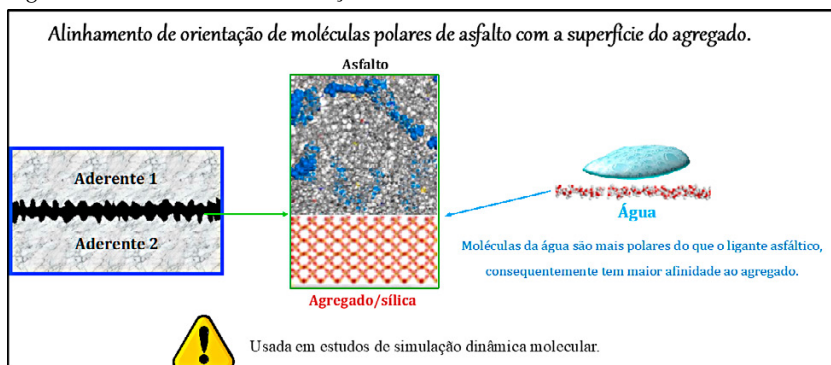
Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 2.11 – Teoria do limite fraco



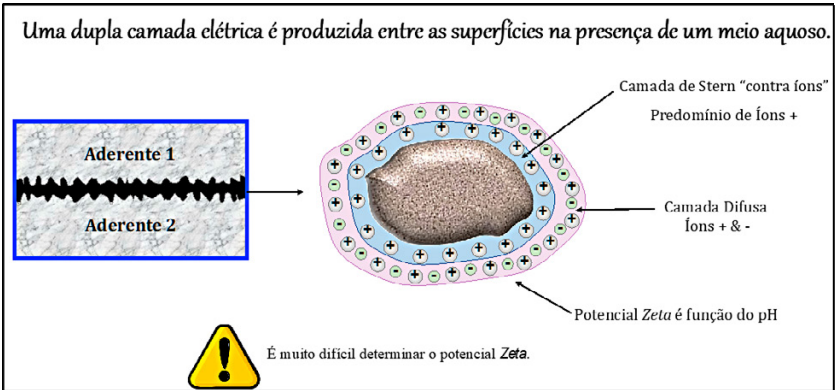
Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 2.12 – Teoria da orientação molecular



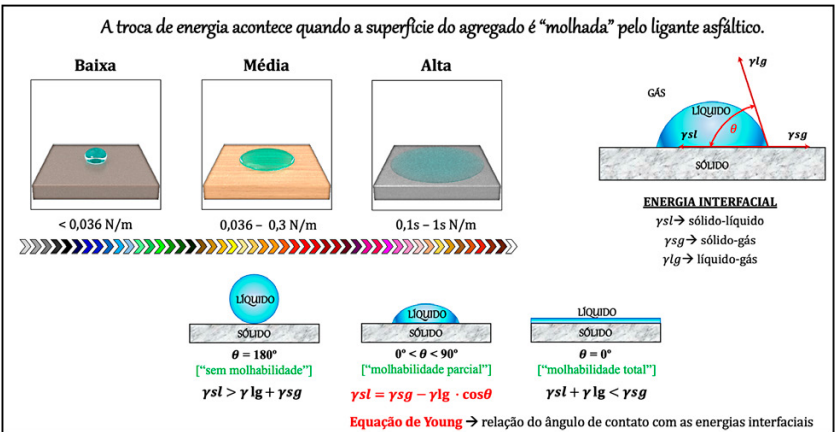
Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 2.13 – Teoria eletrostática



Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 2.14 – Teoria da energia livre de superfície



Fonte: Elaborada pelos autores.

Figura 2.15 – Teoria da reação química



Fonte: Elaborada pelos autores.

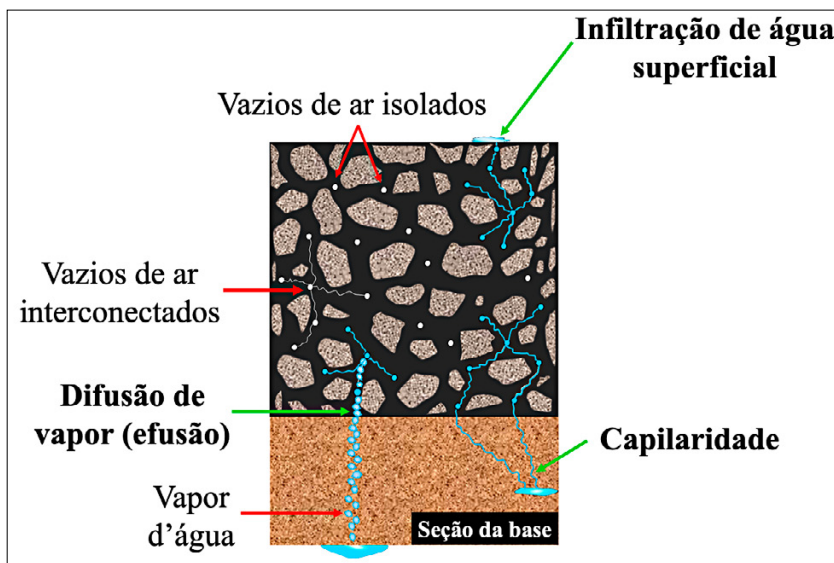
Em síntese, a (i) teoria da adesão mecânica se relaciona com as propriedades físicas do agregado; a (ii) teoria do limite fraco (*weak boundary theory*) está ligada à impurezas na superfície do agregado no momento do recobrimento; a (iii) teoria da orientação molecular destaca o alinhamento das moléculas de ligante com os íons presentes na superfície do agregado; a (iv) teoria eletrostática tem a ver com a força necessária para separar a superfície carregada na superação das forças Colombianas; a (v) teoria da energia livre de superfície tenta explicar a capacidade do ligante de molhar (envolver) o agregado estando ligada também à tensão superficial; por fim, a (vi) teoria das reações químicas trata da adesão a partir dos componentes químicos dos agregados e do ligante asfáltico.

Para um maior aprofundamento das teorias sobre adesividade agregado-ligante, recomendam-se os trabalhos citados neste item 2.4. Os autores entendem que a Teoria das Reações Químicas é a que mais se aproxima de uma explicação do mecanismo de funcionamento de adesividade agregado-ligante e, por isso, os tópicos deste item em diante estão baseados em sua maioria nesta teoria.

2.5 Penetração da água/umidade no pavimento e seus efeitos

Mesmo após a compactação das misturas asfálticas, estas possuem vazios com ar, que podem estar isolados ou conectados. Isso faz com que os vazios fiquem susceptíveis a entrada de água, consequentemente tornando o pavimento vulnerável aos danos causados pela umidade, devido à perda de adesão e coesão da mistura (Kennedy *et al.*, 1983). Os três mecanismos de penetração da água no pavimento (Masad *et al.* (2007) e Caro (2018)) são mostrados na Figura 2.16.

Figura 2.16 – Mecanismos de penetração da água/umidade no pavimento asfáltico

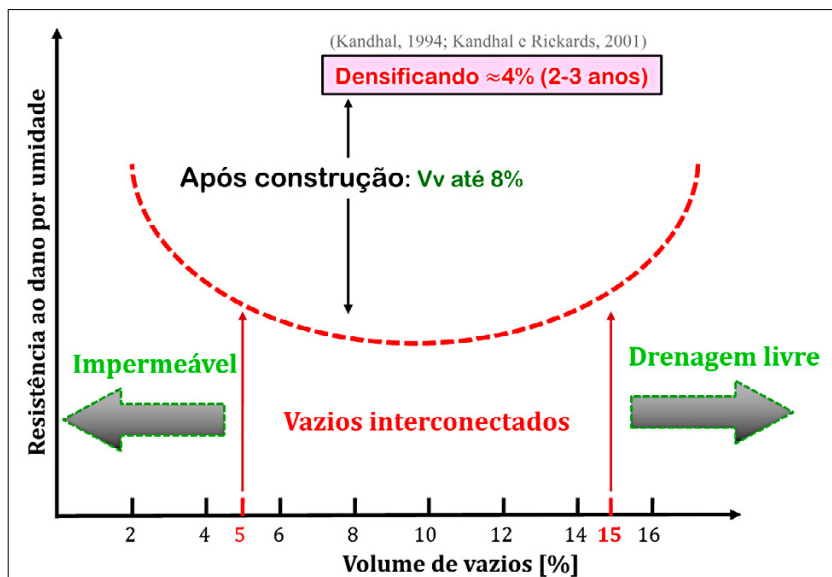


Fonte: Extraído de Lucas Júnior (2018, p. 38).

O volume de vazios da camada de revestimento com CAUQ, especificado por órgãos americanos, para liberação do tráfego, pode ser, no máximo, 8% (92% da densidade máxima da mistura solta). Com os efeitos da temperatura e do tráfego, o revestimento densifi-

cará até atingir $\approx 3\%$ a 5% , em um período de dois a três anos, o que reduz a interconexão dos vazios de ar (Kandhal (1994) e Kandhal e Rickards (2001)). Pesquisadores do projeto *Strategic Highway Research Program* (SHRP A-003A) propuseram o conceito de um conteúdo de vazios “péssimo” em uma mistura asfáltica. Nesse conceito, até 5% de volume de vazios (V_v), considera-se que as misturas estão impermeáveis e água/umidade não penetra na mistura. Em oposição, quando uma mistura tem mais de 15% de V_v , ocorre a drenagem livre da água devido aos vazios estarem interligados. Entre 5 e 15% de V_v , alguns vazios estão interligados e outros não. Nessa faixa de V_v , a água entra na mistura e pode ficar acumulada em uma parcela dos vazios de ar, exercendo forte influência na força de ligação do agregado com o ligante, conforme Figura 2.17.

Figura 2.17 – Volume de vazios nas misturas asfálticas e efeito na resistência ao dano



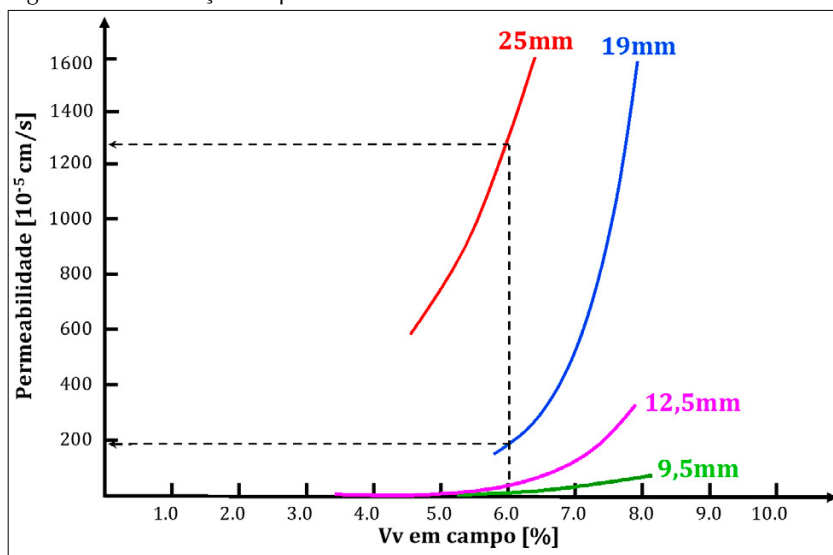
Fonte: Adaptada de TRB (2003, p. 198) e Terrel e Shute (1989, p. 11).

Após a execução em campo, não é recomendável se ter um $V_v < 3\%$ para evitar o aparecimento de deformação permanente e

exsudação. Por outro lado, revestimentos com $V_v > 8\%$ podem apresentar *stripping*. Um *webinar* do *Transportation Research Board* (TRB) de 2018 discutiu o dano por umidade em pavimentos asfálticos, sendo mencionado que, após quinze anos em campo, aqueles pavimentos que tinham $V_v < 7\%$ tiveram bom desempenho, outros entre $V_v = 7$ e 8% tiveram desempenho médio, enquanto que os pavimentos com $V_v > 8\%$ apresentaram desempenho ruim (Braham *et al.*, 2018). A explicação para esses resultados pode estar baseada na porosidade ou pressão neutra, que será explicada a seguir, no tópico 2.6.

A Figura 2.18 mostra como o Tamanho Máximo Nominal (TMN) das misturas asfálticas afeta a permeabilidade do pavimento (Mallick *et al.*, 1999). Tomando-se como exemplo o $V_v = 6\%$, o simples aumento do TMN de 19 para 25mm aumentou a permeabilidade em mais de seis vezes.

Figura 2.18 – Relação da permeabilidade com o volume de vazios

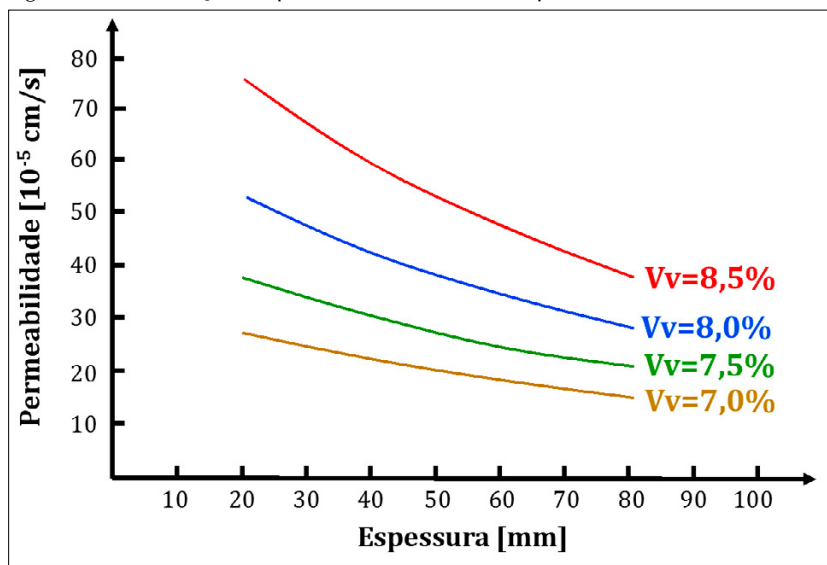


Fonte: Adaptada de TRB (2003, p. 217) e Mallick *et al.* (1999, p. 19).

A espessura do revestimento também tem efeito sobre a permeabilidade dos pavimentos asfálticos. Na Figura 2.19, é possível

notar que quanto maior a espessura do revestimento asfáltico, menor será a permeabilidade. Uma possível explicação é que o aumento da espessura da camada pode reduzir a interconexão dos vazios. Outra importante observação é que quanto maior o V_v , maior é a variação da permeabilidade com a mudança da espessura (Hainin e Cooley, 2003).

Figura 2.19 – Relação da permeabilidade com a espessura do revestimento

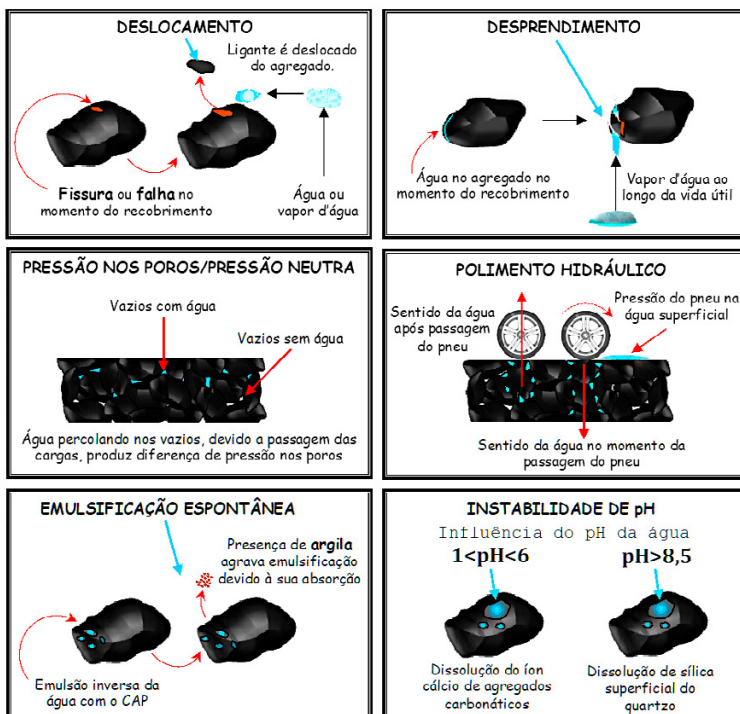


Fonte: Adaptada de TRB (2003, p. 218) e Hainin e Cooley (2003, p. 8).

2.6 Mecanismos que afetam a adesividade agregado-ligante

A Figura 2.20 ilustra os mecanismos de perda de adesividade agregado-ligante: (i) deslocamento; (ii) desprendimento; (iii) pressão nos poros ou pressão neutra; (iv) polimento hidráulico; (v) emulsificação espontânea; há ainda um mecanismo adicional, que alguns autores assim o consideram, que é a (vi) instabilidade de pH, conforme descrição a seguir:

Figura 2.20 – Deslocamento da película asfáltica



Fonte: Adaptada de Lucas Júnior (2018, p. 41).

- deslocamento – ocorre com a ruptura da película asfáltica que recobre o agregado (Tarrer e Wagh, 1991). Alguns motivos que podem afetar o deslocamento são a mudança do pH da água (Moisture sensitivity, 2003), a ruptura do filme em cantos ou bordas afiadas do agregado devido ao tráfego (Tarrer e Wagh, 1991) e, finalmente, a poeira no agregado no momento do recobrimento (Fromm, 1974). Pode ser explicado por meio da Teoria da Reação Química;
- desprendimento – é a separação da película asfáltica da superfície do agregado pela ação da água, sem que haja a quebra óbvia da película (Majidzadeh e Brovold, 1968). Os motivos para o desprendimento podem resultar de agregado que não foi completamente seco, água dos poros intersticiais que vaporizou e condensou na superfície, ou água que permeou a película de asfalto até a interface agregado-li-

gante (Kiggundu e Roberts, 1988). O desprendimento está ligado à molhabilidade do ligante no agregado no momento do recobrimento e à energia de superfície livre no sistema trifásico água-agregado-ligante. Pode ser explicado por meio da Teoria da Energia Livre de Superfície (Majidzadeh e Brovold, 1968);

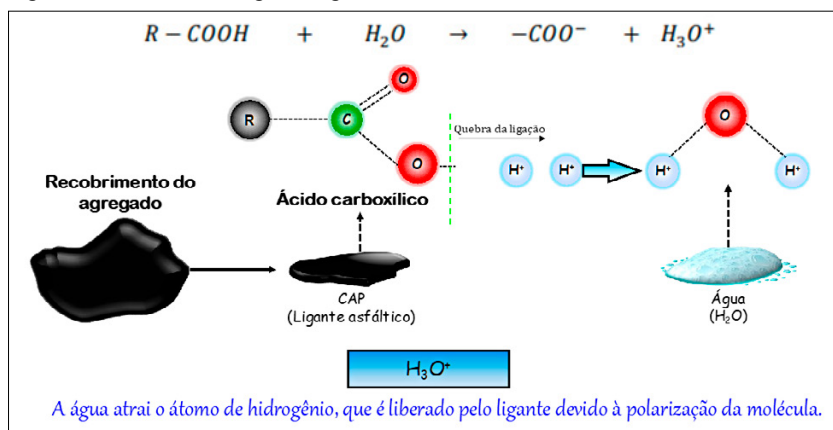
- pressão no poros ou pressão neutra – é a perda de adesividade agregado-ligante devido ao tráfego. Esse mecanismo ocorre quando a água circula livremente nos poros da mistura asfáltica. Com a passagem do tráfego, há uma compressão dos poros, diminuindo seu volume, o que faz com que a água exerça uma pressão naquele poro (poropressão) que acaba por remover a película asfáltica do agregado. Um dos motivos que pode acelerar a pressão nos poros é o alto V_v , em que a água pode circular livremente através de vazios interconectados (Majidzadeh e Brovold (1968) e Asphalt Institute (1981);
- polimento hidráulico – acontece quando a superfície do pavimento está saturada de água e os pneus dos veículos pressionam a água para dentro do revestimento asfáltico. Imediatamente após a passagem do veículo, a água que entrou no revestimento tende a ser sugada pela parte do pneu que está terminando o contato com a superfície, devido a mudanças de pressão no pavimento (compressão seguido de tração) Asphalt Institute (1981). Uma das variáveis que pode afetar esse mecanismo é a drenagem inadequada do pavimento;
- emulsificação espontânea – nesse mecanismo, a água e o asfalto se combinam para formar uma emulsão invertida, onde o asfalto representa a fase contínua e a água representa a fase descontínua. A formação de tal emulsão leva à perda de adesão e é ainda agravada pela presença de emulsificantes como argilas minerais ou alguns aditivos asfálticos (Fromm, 1974) e Scott (1978));
- instabilidade de pH – a adesividade agregado-ligante é fortemente influenciada pelo pH da água que está em contato na interface (Scott (1978) e Yoon e Tarrer (1988)).

Pesquisadores mostraram que quanto maior o pH da água, menor é a adesividade agregado-ligante Yoon e Tarrer (1988) medida pelo ensaio de ebulição. Normalmente, pHs tão altos quanto nove ou dez não desalojarão as aminas das superfícies ácidas dos agregados, nem afetarão a cal hidratada. Valores de pH superiores a dez não são usuais, a menos que uma base como a cal seja adicionada. Entretanto, pHs abaixo de cerca de quatro podem quebrar aminas de uma superfície agregada e então dissolver a cal, dependendo do tipo de ácido usado; esses pHs baixos não são encontrados no asfalto à quente (Moisture sensitivity, 2003).

2.7 Reações químicas envolvidas na adesividade agregado-ligante

Quando a água atinge a mistura asfáltica, é formado um sistema trifásico que pode ser referido como agregado-ligante-água. Para entender como a água afeta a interface agregado-ligante, é apropriado dividir essas interações em duas partes: (i) ligante-água e (ii) agregado-água. A visualização esquemática dessas reações permitirá um melhor entendimento das formas de melhorar a ligação nessa interface agregado-ligante. A Figura 2.21 mostra a reação química entre o ligante asfáltico e a água, além de ilustrar a transfe-

Figura 2.21 – Reação ligante-água

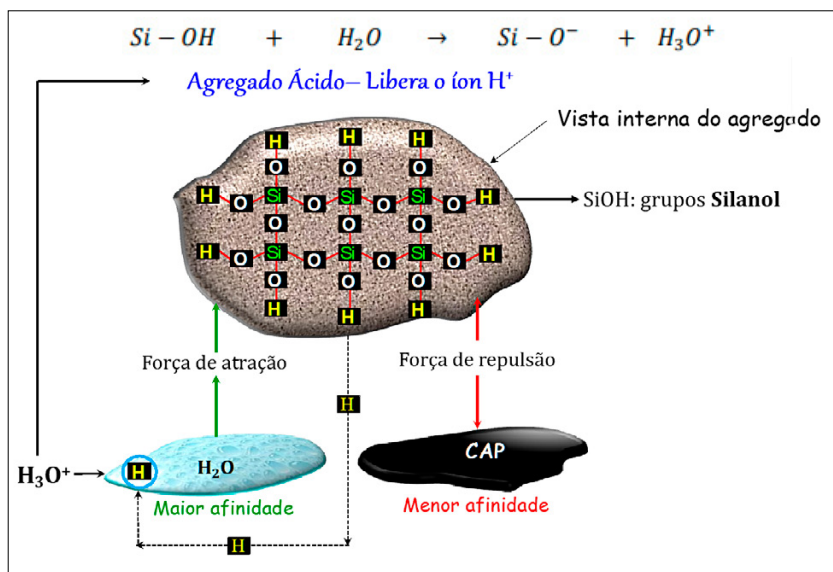


Fonte: Adaptada de Lucas Júnior (2018, p. 28).

rência do íon H^+ dos ácidos carboxílicos presentes no ligante para a água, devido à quebra da ligação pela polarização da molécula (Robertson (2000), Harnish (2010) e Plancher *et al.* (1977)).

A Figura 2.22 ilustra a reação química que ocorre entre o agregado ácido e a água. Esse tipo de agregado possui grupos funcionais chamados silanol ($Si-OH$) polares presentes ao longo da superfície do agregado, que reagem com a água e acabam liberando íons de hidrogênio (H^+), o que torna a superfície do agregado carregada negativamente; e, por isso, o quartzo, o granito e as outras rochas ricas em sílica são denominados ácidos Harnish (2010).

Figura 2.22 – Reação agregado ácido-água

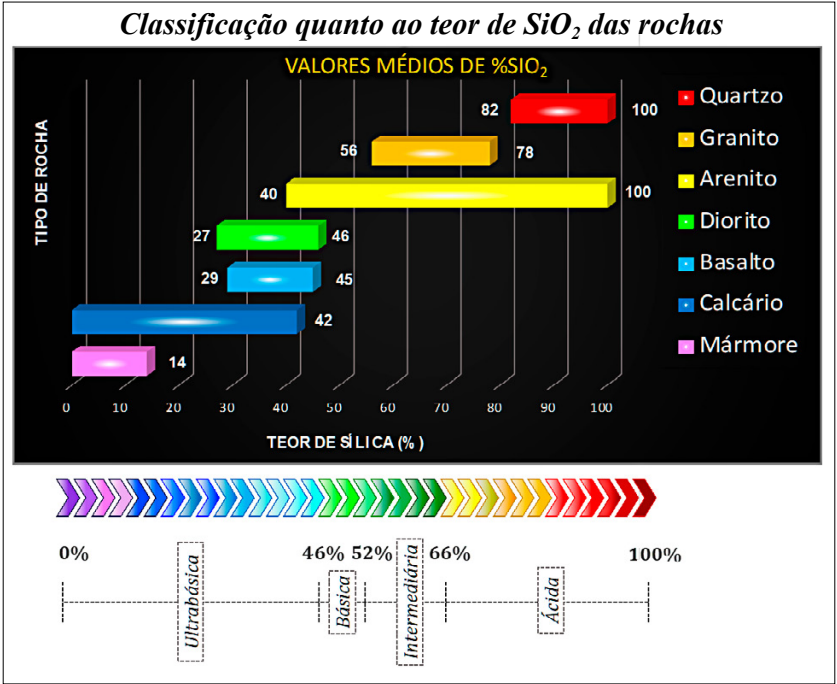


Fonte: Adaptada de Lucas Júnior (2018, p. 30).

A Figura 2.23 mostra os valores médios do teor de SiO_2 (sílica) de rochas de diferentes mineralogias (D'Angelo e Anderson, 2003) formadas por diferentes processos e também a classificação das rochas ígneas quanto ao seu teor de sílica (Branco, 2015). Normalmente a literatura aponta que o principal componente responsável por ex-

plicar a adesividade sob a óptica do agregado é o seu teor de sílica. Além disso, agregados básicos, como o calcário, possuem boa adesividade com ligantes asfálticos puros; por outro lado, agregados ácidos, como o granito, não possuem boa adesividade com ligantes asfálticos puros, devido ao seu elevado teor de sílica (Little e Jones, 2003). Uma discussão mais aprofundada sobre quais os compostos químicos mais afetam a adesividade será feita a seguir.

Figura 2.23 – Teor médio e classificação dos agregados quanto à sílica



Fonte: Adaptada de D'Angelo e Anderson (2003, p. 191).

Quando os agregados selecionados não possuem adesividade satisfatória (100% da área dos agregados grãos recoberta pelo ligante mesmo na presença de água durante 72h de condicionamento padronizado), faz-se necessário utilizar algum melhorador de adesividade. Basicamente, há dois materiais que são mais usados para

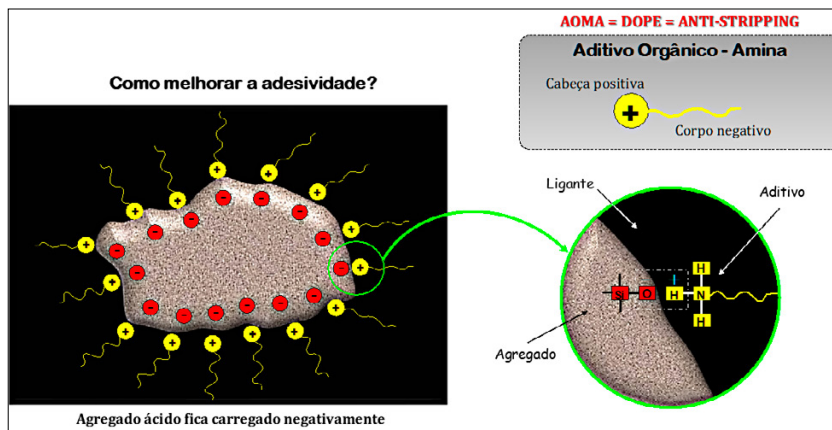
essa finalidade: (i) aditivo orgânico melhorador de adesividade; e (ii) cal (material rico em óxidos de cálcio), sendo a cal hidratada ($\text{CA}(\text{OH})_2$) a forma mais usada para esta última. Há ainda a possibilidade de uso do cimento Portland (também rico em óxidos de cálcio), muitas vezes menos utilizado devido a questões de custo.

O aditivo orgânico melhorador de adesividade (Aoma), normalmente, é do grupo químico das aminas (composto orgânico nitrogenado), sendo, daqui por diante, designado pela sigla Aoma. O Aoma é conhecido nacionalmente pelo termo Dope e internacionalmente por *amine-based antistripping agent*.

Os procedimentos para modificar um ligante com o Aoma são descritos em ABN NBR 15528 (ABNT NBR 15528, 2007) e, em geral, são aplicados em teores que variam entre 0,07 a 0,5% em massa, em relação ao ligante (Ceratti *et al.*, 2015).

O Aoma melhorará a capacidade do ligante asfáltico de deslocar a água da superfície das partículas de agregados ácidos e de se manter aderido por meio de uma ligação química (adesividade ativa). Também auxilia na integridade da união entre o ligante asfáltico e o agregado (adesão e coesão), evitando o deslocamento da película betuminosa sob ação da umidade e do tráfego ao longo da vida útil do pavimento (Abeda (2010) e Akzonobel (2015)). O Aoma atua como uma ponte ou uma cola entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado ácido que acaba por resistir à ação deletéria da água (Lucas Júnior, 2018). A Figura 2.24 ilustra o mecanismo de ligação entre o agregado ácido, o ligante e o Aoma. Apesar da ampla literatura com dados de laboratório dando suporte à eficácia dos Aoma's para solução de problemas de adesividade, há preocupação entre construtores de que o material deteriore ou interaja mal com os ligantes asfálticos, não cumprindo suas funções quando usado em escalas reais de produção em campo. É aconselhável que a modificação do ligante pelo Aoma para aplicação em campo seja precedida, principalmente, de ensaios relacionados à deformação permanente, visto que algumas propriedades originais do ligante podem ser alteradas.

Figura 2.24 – Mecanismo de ligação agregado ácido-ligante-Aoma

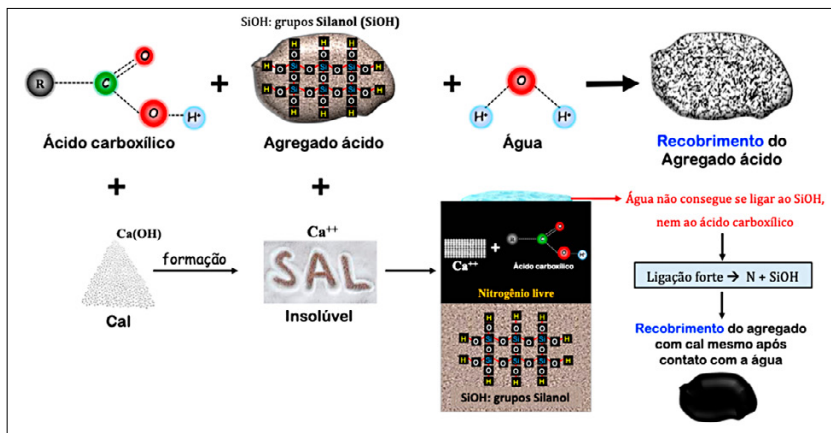


Fonte: Adaptada de Lucas Júnior (2018, p. 31).

Analisando a Figura 2.25 e conforme o que foi mostrado anteriormente, quando os ácidos carboxílicos do ligante se ligam aos grupos de silanol do agregado ácido e a água atinge essa interface, haverá a perda de adesividade agregado-ligante. Todavia, ao se adicionar cal na mistura asfáltica, é formado um sal insolúvel e há liberação de íons Ca^{++} , que se ligam fortemente ao ligante asfáltico. Essa ligação tende a liberar o nitrogênio presente no próprio ligante asfáltico que acaba por se unir com os grupos silanol do agregado ácido. Essa última ligação é forte e, mesmo quando a água atinge a interface, isso não será suficiente para quebrá-la (Plancher *et al.* (1977), Petersen *et al.* (1982) e Hicks (1991)).

Além das duas abordagens anteriormente apresentadas, focadas em melhorias de interface entre materiais, o uso de polímeros modificadores do ligante asfáltico também é frequentemente usado para melhorar as propriedades de ligantes e misturas asfálticas (Bernucci *et al.*, 2022). Essa abordagem, mais ligada a modificações por polímeros, normalmente, é avaliada sob o ponto de vista do volume do material, e não será aprofundada aqui, dado que o foco são as propriedades de interface.

Figura 2.25 – Mecanismo de ligação agregado ácido-ligante-cal-água



Fonte: Elaborada pelos autores.

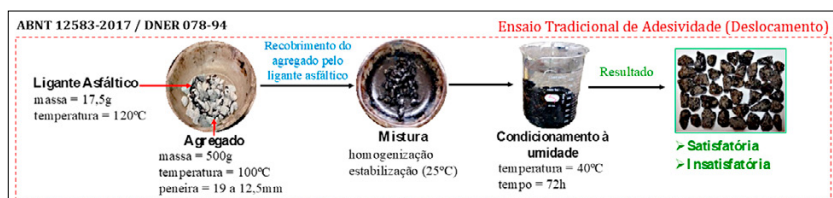
2.8 Ensaios para avaliação da adesividade e do dano por umidade

2.8.1 Deslocamento da película asfáltica que reveste o agregado

O conhecido ensaio tradicional de adesividade (“agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso”) descreve os procedimentos para realização e análise do ensaio. Na visão dos autores deste livro, este ensaio mede o deslocamento da película asfáltica que recobre o agregado graúdo; e, por isso, esse seria o nome mais apropriado para nomeá-lo, afinal trata especificamente apenas de um dos mecanismos de perda de adesividade. Para maiores informações a respeito dos procedimentos experimentais, recomenda-se a leitura de ABNT NBR 12583 (2017) e DNER 078 (1994). Em resumo, 17,5g de ligante são aquecidos a 120°C e misturados a 500g de agregado passante na peneira 19mm e retido na peneira de 12,5mm aquecido a 100°C. Após a mistura com o revestimento total do agregado pelo ligante asfáltico e estabilização da temperatura, os agregados revestidos são colocados em um béquer com água desti-

lada e condicionados a 40°C por 72h. Após isso, deve ser realizada uma inspeção visual, em que dois resultados são possíveis: (i) satisfatório (quando toda área dos agregados estiver revestida pelo ligante), e (ii) insatisfatório (quando o cobrimento do agregado pelo ligante não for total, tendo parte da película sido deslocada do agregado pela ação da água). A Figura 2.26 ilustra o ensaio de deslocamento de película asfáltica que reveste o agregado.

Figura 2.26 – Ensaio de deslocamento de película asfáltica do agregado

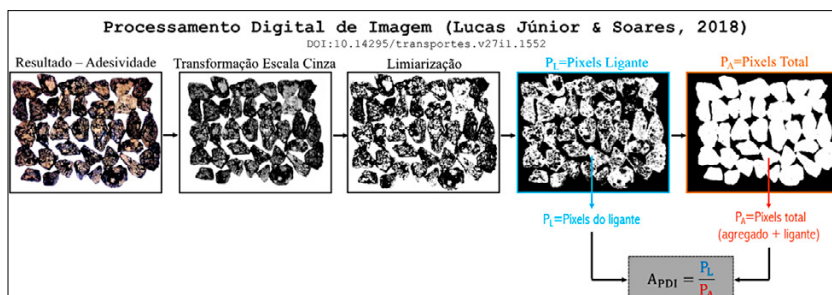


Fonte: Extraída de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019b, p. 168).

É comum, no meio científico da pavimentação, haver reclamações sobre a simplicidade e as incertezas desse ensaio. Os autores entendem que esse é um bom método de análise para o que ele se propõe a fazer, que é medir o deslocamento (mecanismo de perda de adesividade) da película asfáltica que recobre o agregado quando em contato com a água. Consideramos discutível, todavia, o fato de a análise mostrar o resultado como satisfatório (100% de área revestida) ou insatisfatório (<100% de área revestida). Por exemplo, o procedimento normativo considera que um agregado com 80% de área revestida pelo ligante é igual a um agregado com 20% de área revestida, ou seja, ambos possuem cobrimento insatisfatório e necessitam de algum aditivo para seu uso. Para uma decisão técnica sobre a seleção dos materiais (agregados e ligante), talvez essa análise seja suficiente. Por outro lado, se desejamos entender o mecanismo do deslocamento em diferentes combinações de agregados e ligantes, saber exata ou aproximadamente qual o percentual da área do agregado que está revestida é fundamental. Há metodologias que envolvem Processamento Digital de Imagens (PDI), e são capazes

de determinar o percentual de área de agregado revestido pelo ligante (A_{PDI}) após o ensaio de deslocamento da película do agregado graúdo, conforme ilustrado na Figura 2.27. Para maiores informações a respeito de um dos procedimentos experimentais, recomenda-se a leitura de Lucas Júnior e Soares (2019).

Figura 2.27 – Determinação do percentual de área de agregado revestida pelo ligante



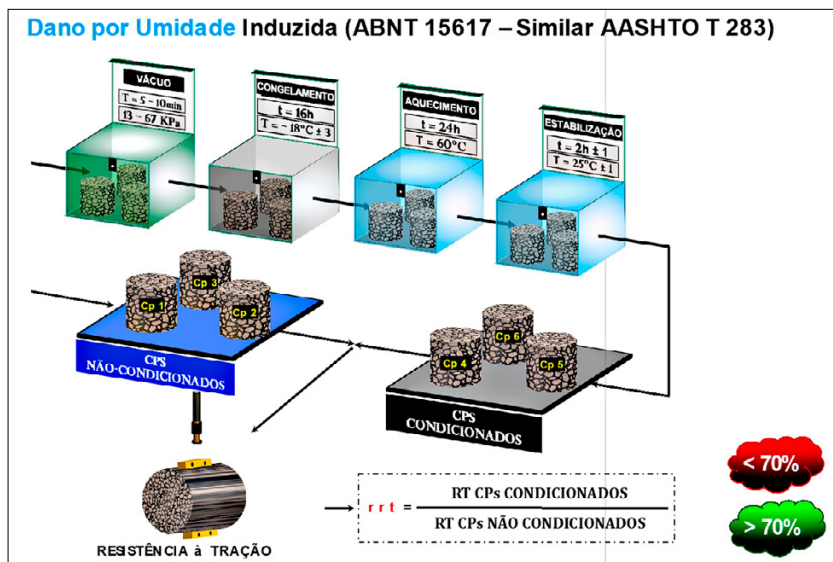
Fonte: Adaptado de Lucas Júnior e Soares (2019, p. 89).

2.8.2 Efeito da umidade em misturas asfálticas compactadas

As misturas asfálticas compactadas podem ser avaliadas pelo ensaio de dano por umidade induzida (ABNT NBR 15617 (2015) ou DNIT 180/2018 – ME (2018)), que é similar ao ensaio de Lottman modificado (Aashto, 2014). A Figura 2.28 ilustra o processo de condicionamento à umidade. Nesse ensaio, seis corpos de prova (CPs) são compactados com $7 \pm 1,0\%$ de volume de vazios; sendo três deles condicionados à umidade. Esses CPs condicionados passam por saturação de água nos vazios, congelamento, aquecimento e estabilização da temperatura. Após o condicionamento, tanto os CPs condicionados quanto os CPs não condicionados são ensaiados quanto à Resistência à Tração (RT) por Compressão Diametral (DNIT 136/2018 – ME, 2018). O resultado é a chamada Relação de Resistência à Tração Retida (RRT), que é obtida pela divisão da média das RTs dos três CPs condicionados, pela média das RTs dos

três CPs não condicionados. Nacionalmente, para valores de RRT maiores ou iguais a 70%, considera-se que as misturas asfálticas não sofrerão danos por umidade consideráveis (Bernucci *et al.*, 2022). Internacionalmente, é comum que se deseje uma RRT mínima de 80%. Para maiores informações a respeito dos procedimentos experimentais, recomenda-se a leitura de ABNT NBR 15617 (2015) e DNIT 180/2018 – ME (2018).

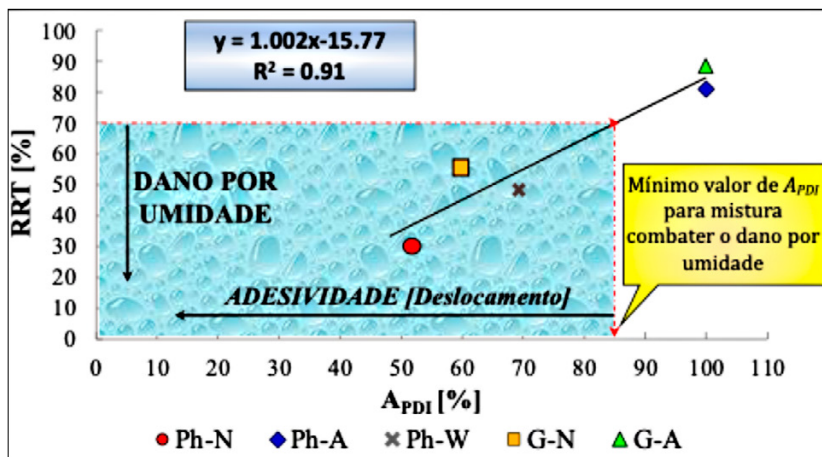
Figura 2.28 – Esquema do ensaio de dano por umidade induzida



Fonte: Adaptada de Lucas Júnior; Babadopolos; Soares (2019b, p. 73).

A Figura 2.29 mostra a relação entre os resultados do ensaio tradicional de adesividade medido por PDI (A_{PDI} no eixo x) pelo resultado do ensaio de dano por umidade induzida (RRT no eixo y). Apesar de ter apenas cinco pontos, os resultados sugerem que existe um valor mínimo de recobrimento do agregado em que a mistura correspondente atingiria o valor mínimo de 70% de RRT. Ou seja, para os dados em questão, os agregados que atingissem um A_{PDI} superior a 85% também atingiriam um RRT superior a 70%.

Figura 2.29 – Relação entre RRT e A_{PDI}



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019a, p. 13).

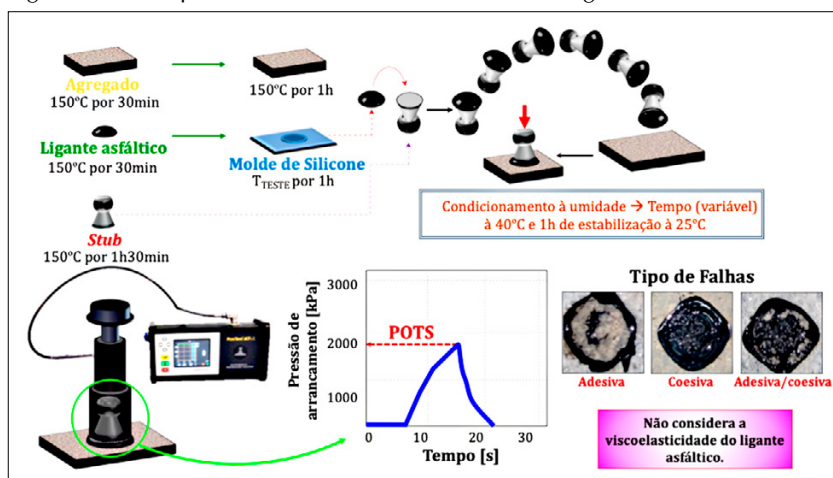
2.8.3 Força adesiva na interface agregado-ligante

O ensaio *Bitumen Bond Strength* (BBS) ou *Asphalt Bond Strength* (ABS), também chamado em português de “Ensaio de Arrancamento de Ligante”, foi desenvolvido a partir do instrumento de teste conhecido como Patti (*The Pneumatic Adhesion Tensile Testing Instrument*) usado na indústria de tintas (Moraes *et al.*, 2011). O ensaio consiste em colar uma peça metálica (*stub*) a um substrato de rocha serrado por meio do ligante asfáltico, em temperaturas normatizadas, conforme AASHTO T 361-16 (2016). Huang *et al.* (2016), Ahmed *et al.* (2018) e Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2020b) têm usado equipamentos hidráulicos para medir a pressão necessária para arrancar o *stub* do substrato de rocha, grandeza chamada de *Pull-Off Tensile Strength* (Pots). Após o arrancamento do ligante do substrato, três tipos de falhas podem ser visualizados, conforme Figura 2.29. Na (i) falha adesiva, a maioria ou a totalidade do ligante sai com o *stub*; na (ii) falha coesiva, o ligante fica preso no substrato de agregado e o *stub* sai “limpa”; por sua vez, na (iii) falha adesiva-coesiva, ocorre um meio termo, ou seja, parte do ligante fica

presa ao substrato de agregado e parte fica presa ao *stub*. Os fundamentos para essa análise do tipo de ruptura são os mesmos apresentados anteriormente na Seção 1.2 (Figura 1.13).

Uma limitação desse ensaio é que ele não considera a viscoelasticidade do ligante asfáltico, ou seja, o ensaio é realizado em um par de velocidade de arrancamento e temperatura fixos, e os resultados com esse tipo de material dependem da velocidade de arrancamento e da temperatura a que ele se expõe. Para maiores informações a respeito dos procedimentos experimentais, recomenda-se a leitura de AASHTO T 361-16 (2016).

Figura 2.30 – Esquema do ensaio de arrancamento de ligante



Fonte: Adaptada de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2020a, p.153).

2.9 Produção científica voltada à adesividade agregado-ligante

A seguir, alguns resultados dos autores a respeito da interface agregado-ligante. Nos tópicos de produção científica dos outros capítulos, serão discutidos resultados também de outros autores. Os subitens deste tópico buscam responder a algumas perguntas e, por

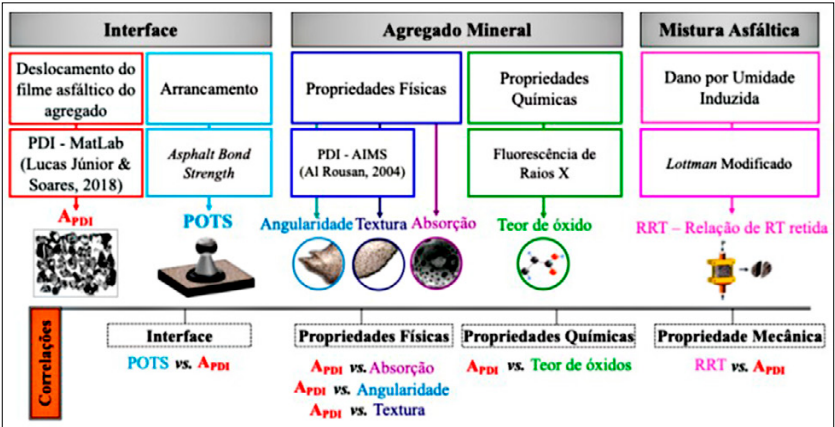
isso, estão escritos de forma interrogativa. Os artigos usados nos subitens a seguir são, respectivamente:

- Aggregate–binder adhesiveness assessment and investigation of the influence of morphological and physico-chemical properties of mineral aggregates (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019a);
- Moisture-induced damage resistance, stiffness and fatigue life of asphalt mixtures with different aggregate-binder adhesion properties (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019b);
- Effect of aggregate shape properties and binder's adhesiveness to aggregate on results of compression and tension/compression tests on hot mix asphalt (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2020a);
- Evaluating the effect of amine-based anti-stripping agent on the fatigue life of asphalt pavements (Lucas Júnior *et al.*, 2022);
- Evaluation of moisture-induced damage on the fatigue life of asphalt mixtures using failure tests of asphalt binders, interfaces, and mixtures (Da Silva *et al.*, 2024).

2.9.1 Qual a influência das propriedades físico-químicas dos agregados na adesividade e no dano por umidade induzida?

O objetivo do trabalho de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019a) foi analisar como as propriedades morfológicas e físico-químicas dos agregados afetam a adesividade agregado-ligante medida por diferentes técnicas. Mais especificamente, os autores buscaram identificar quais propriedades físicas e químicas dos agregados têm relação com o deslocamento da película asfáltica que reveste o agregado por meio de PDI. Paralelamente, discutiu-se sobre a relação entre diferentes ensaios relacionados à adesividade. A Figura 2.31, a seguir, mostra um esquema básico das análises realizadas por Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019a).

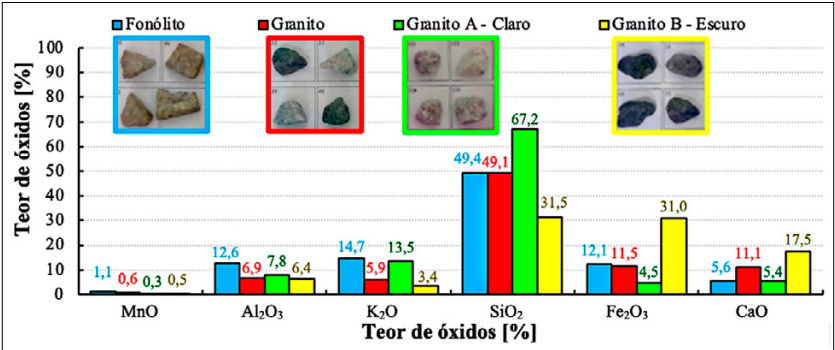
Figura 2.31 – Esquema de correlações entre resultados de diferentes ensaios



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopolos; Soares (2019a, p. 6).

A Figura 2.32 ilustra os agregados usados no estudo e seus respectivos teores de óxidos. Analisando-a, nota-se que a sílica (SiO_2) é o componente de maior composição variando de 31,5 a 67,2% e o óxido de manganês é o óxido de menor composição variando de 0,5 a 1,1%.

Figura 2.32 – Teor de óxidos dos agregados

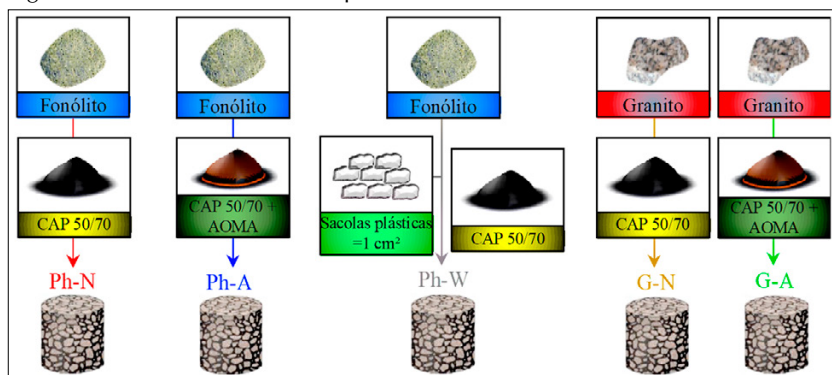


Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopolos; Soares (2019a, p. 3).

A Figura 2.33 mostra as combinações de agregados e ligantes asfálticos usados para produzir cinco misturas asfálticas. Foram

usados agregados fonolíticos e graníticos, CAP 50-70 puro e modificado por AOMA conforme apresentado na ilustração.

Figura 2.33 – Misturas asfálticas produzidas

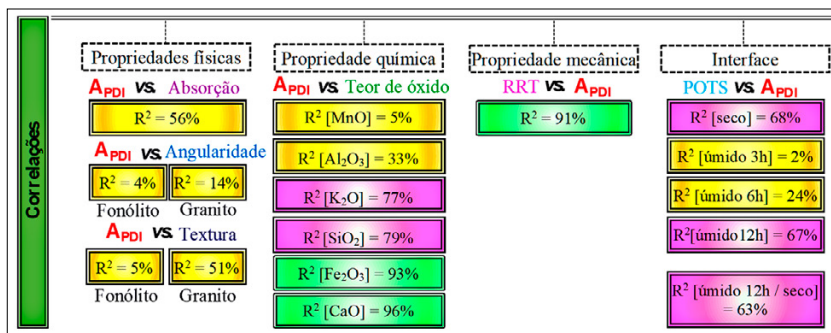


Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2020a, p. 3).

Nas análises, foram usados os seguintes ensaios laboratoriais: (i) Deslocamento da película asfáltica que reveste o agregado (ABNT NBR 12583 (2017) e DNER-ME 078/1994 (1994)) seguido do método de processamento digital de imagem desenvolvido por Lucas Júnior e Soares (2019); (ii) Dano por umidade induzida (DNIT 180/2018 – ME, 2018); (iii) *Bitumem Bond Strength* (AASHTO T 361-16, 2016); (iv) *Aggregate Image Measurement System* (AL ROUSAN, 2004); (v) Fluorescência de Raio-X; e (vi) Absorção do agregado (DNER-ME 081, 1998).

A Figura 2.34 mostra as correlações entre os resultados os diferentes ensaios usados no trabalho. Em amarelo, estão concentradas as correlações com R^2 baixo; em rosa, as correlações com R^2 médio; e, em verde, as correlações com R^2 elevado.

Figura 2.34 – Correlação entre os diferentes ensaios analisados



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019a, p. 14).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019a):

- o ligante puro investigado tem fraca adesão aos agregados analisados, enquanto que o modificado com Aoma proporcionou adesividade satisfatória;
- a presença de resíduos plásticos derretidos nos agregados melhorou a adesividade agregado-ligante, medida pelo A_{PDI} e pelo dano por umidade induzida;
- em relação às características físicas dos agregados, angularidade, textura e porosidade (medida indireta da absorção) dos agregados não parecem explicar a adesividade agregado-ligante;
- quanto às propriedades químicas dos agregados investigados, os teores de K_2O e SiO_2 mostraram-se potenciais indicadores da adesividade agregado-ligante, enquanto os teores de Fe_2O_3 e CaO foram considerados excelentes indicadores de adesão;
- maiores teores de K_2O e SiO_2 estiveram associados a um maior deslocamento do filme asfáltico, enquanto maiores teores de Fe_2O_3 e CaO apresentaram menor deslocamento do filme asfáltico;
- o agregado granítico apresentou melhores resultados em todos os ensaios quando comparado ao agregado fonolítico (exceto RT não condicionado, que não levou em consideração os efeitos da umidade). Acredita-se que o teor de CaO

dos agregados tenha sido a variável determinante neste resultado, visto que o agregado fonolítico e o agregado granítico claro possuem os menores teores de CaO e também os piores resultados de A_{PDI} ;

- a análise do PDI mostrou uma excelente correlação com os resultados de dano por umidade induzida, indicando uma relação diretamente proporcional entre os dois testes.

Para informações mais detalhadas a respeito dos materiais e métodos, resultados e conclusões deste estudo recomenda-se a leitura de Lucas Júnior (2018) e Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019a).

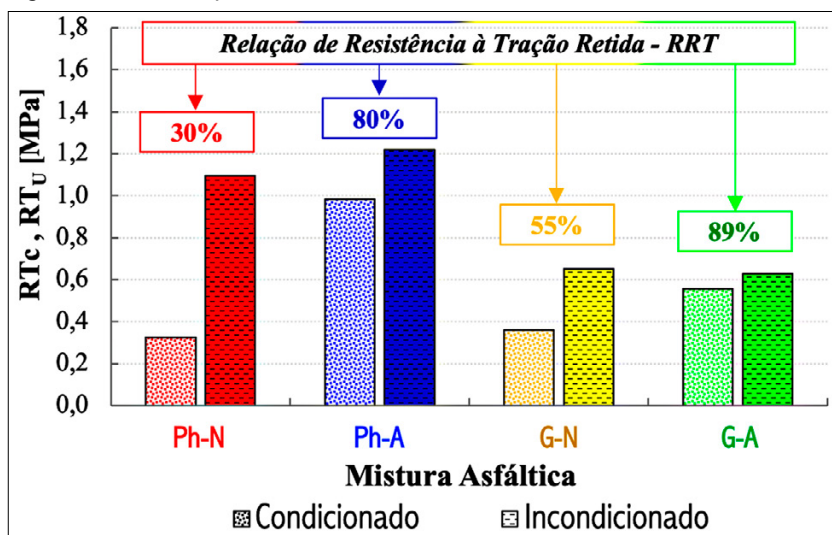
2.9.2 Como se comportam misturas asfálticas compactadas com diferentes propriedades de adesividade agregado-ligante frente aos danos por umidade, rigidez e vida de fadiga?

O objetivo deste trabalho (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019b) foi investigar a vida de fadiga de misturas asfálticas com diferentes adesividades agregado-ligante. Foram utilizados os seguintes ensaios: (i) Deslocamento da película asfáltica que reveste o agregado (ABNT NBR 12583 (2017) e DNER-ME 078/1994 (1994), seguido do método de processamento digital de imagem desenvolvido por Lucas Júnior e Soares (2019); (ii) Dano por umidade induzida (DNIT 180/2018 – ME, 2018); (iii) Rigidez (AASHTO T 342, 2011); e (iv) Vida de fadiga (AASHTO TP 107-14, 2016).

Analisando a Figura 2.35, que mostra como as misturas se comportaram quanto ao dano por umidade, é possível ver que as misturas com ligante puro (CAP 50-70) apresentaram valores baixos de RRT (30% e 55%), i.e., o ligante puro não foi capaz de resistir aos danos causados pela umidade. Por outro lado, o ligante modificado por Aoma apresentou valores de RRT iguais ou superiores a 80%, que é um valor admitido internacionalmente para combater o dano por umidade. Nota-se também que o agregado fonolítico apresentou maiores valores de RT na condição seca se comparado ao agregado granítico;

todavia este último teve valores de RRT maiores do que o primeiro, mostrando que, para o dano por umidade, o agregado granítico apresentou maior resistência (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019b).

Figura 2.35 – Dano por umidade induzida

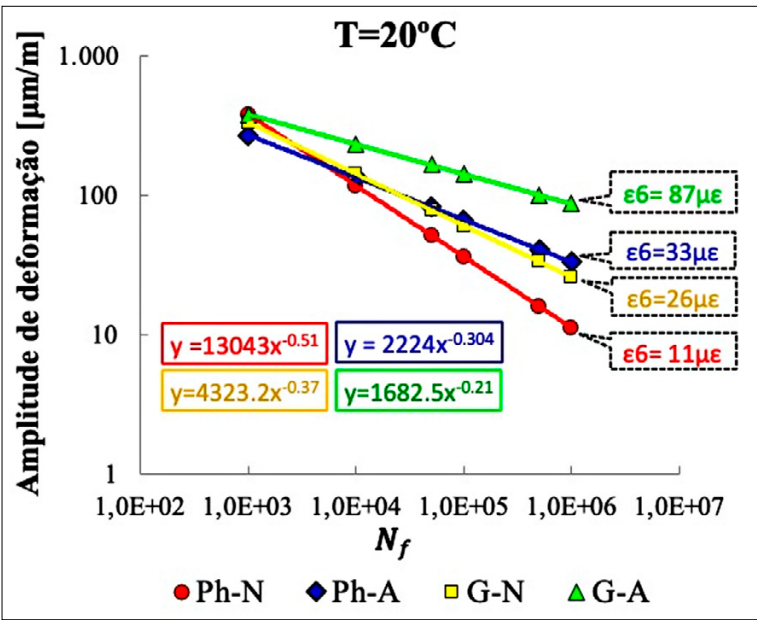


Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019b, p. 14).

Em relação à vida de fadiga, a Figura 2.36 mostra os resultados das quatro misturas asfálticas analisadas. Tomando como base 1 milhão de ciclos ($N_f = 1,0E + 06$), nota-se que a mistura Ph -N (granito + CAP 50-70) resistirá a amplitudes de deformação de até $11\mu\text{m/m}$; por outro lado, ao se adicionar o Aoma, a mistura Ph-A (granito + CAP 50-70 + Aoma) passa a resistir a amplitudes de deformação três vezes maiores, i.e., $33\mu\text{m/m}$. A única diferença entre essas duas misturas é a presença do Aoma. A mesma tendência é vista ao se comparar as misturas G-N e G-A, resistindo a amplitudes de $26\mu\text{m/m}$ e $87\mu\text{m/m}$, respectivamente. Nesse caso, o Aoma proporcionou resistência equivalente quando submetido a amplitudes de deformação 3,3 vezes maiores. Comparando os agregados, o granito resistiu a amplitudes de deformação 2,3 vezes maiores quando

se utilizou ligante puro, e 2,6 vezes maiores quando se utilizou ligante modificado por Aoma. Esses resultados mostram que o Aoma aumenta a vida de fadiga da mistura e que a seleção do agregado também é importante para aumentar a vida de fadiga da mistura (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019b).

Figura 2.36 – Simulação da vida de fadiga das misturas asfálticas a 20°C (curvas de Wöhler)

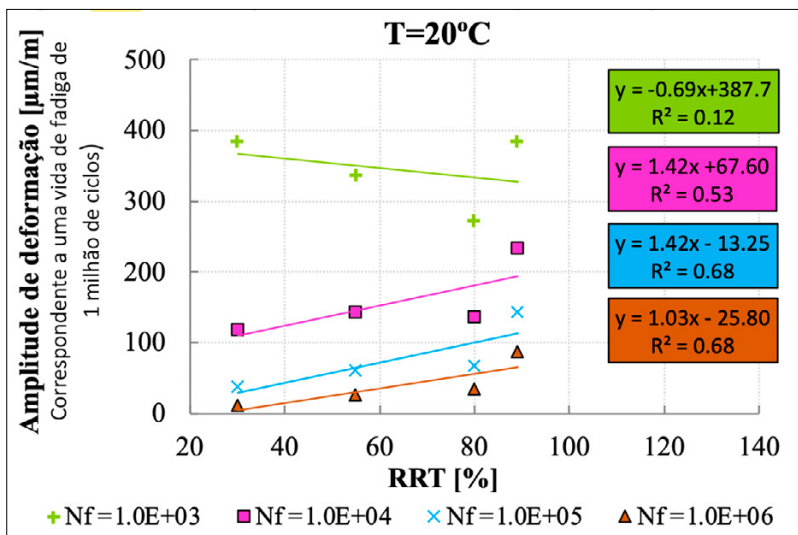


Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019b, p. 170).

O teste de dano por umidade induzida mostrou correlações mais altas com valores de N_f mais altos (R^2 do $N_f = 1,0E + 06 > R^2$ do $N_f = 1,0E + 05 > R^2$ do $N_f = 1,0E + 04 > R^2$ do $N_f = 1,0E + 03$), conforme Figura 2.36. Como a perda de adesividade (afetada pela umidade) ocorre em escala microscópica, quanto menor é a carga aplicada (consequentemente as amplitudes de deformação), maior é o efeito da adesividade na formação e propagação de microtrincas. Por outro lado, cargas aplicadas maiores fazem com que as amplitudes de deformação sejam grandes o suficiente para que as forças de pro-

pagação das microtrincas sejam muito maiores do que as forças adesivas, tornando estas últimas menos importantes. Resumindo, a adesividade parece retardar a formação e propagação de microtrincas quando as amplitudes de deformação são menores (Lucas Júnior; Babadopolos; Soares, 2019b).

Figura 2.37 – Correlação entre a vida de fadiga e o dano por umidade



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopolos; Soares (2019b, p. 173).

Resumidamente, este estudo chegou às seguintes conclusões (Lucas Júnior; Babadopolos; Soares, 2019b):

- o agregado granítico mostrou-se mais eficiente do que o agregado fonolítico no que diz respeito à resistência ao deslocamento do filme asfáltico e ao dano por umidade induzida;
- as misturas asfálticas com agregado granítico apresentaram maior vida à fadiga quando comparadas às misturas com agregado fonolítico;
- as misturas asfálticas contendo ligante com Aoma apresentaram maior vida à fadiga quando comparadas às misturas com ligante asfáltico puro;

- a melhor adesividade parece retardar a formação e propagação das microtrincas quando as amplitudes de deformação são menores. É possível que grandes cargas resultando em maiores amplitudes de deformação ultrapassem o limite que a força de adesão agregado-ligante pode impedir a formação das microfissuras, tornando a adesão menos importante nesse caso.

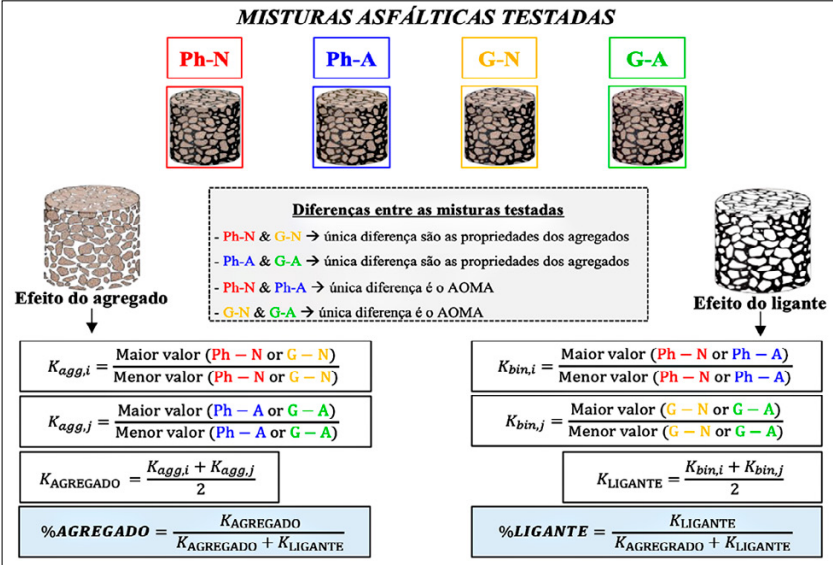
Para informações mais detalhadas a respeito dos materiais e métodos, resultados e conclusões deste estudo, recomenda-se a leitura de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2019b).

2.9.3 Qual o efeito das propriedades de forma do agregado e da adesividade do ligante ao agregado nos resultados dos testes de compressão e tensão/compressão?

O objetivo deste trabalho (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2020a) foi investigar o efeito relativo das propriedades de forma do agregado e da adesividade agregado-ligante em diferentes ensaios utilizados para avaliar misturas asfálticas a quente, como resistência à tração por compressão diametral (RT); uniaxial de carga repetida para deformação permanente – Flow Number (FN); módulo dinâmico à compressão e à tração/compressão; e resistência à fadiga por tração/compressão.

A Figura 2.38 a seguir, mostra o esquema básico empregado na determinação dos efeitos relativos das propriedades do agregado e do ligante asfáltico no comportamento das misturas asfálticas. Utilizando a metodologia em questão, foi possível determinar qual o efeito percentual do agregado e do ligante em cada um dos ensaios realizados descritos anteriormente (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2020a).

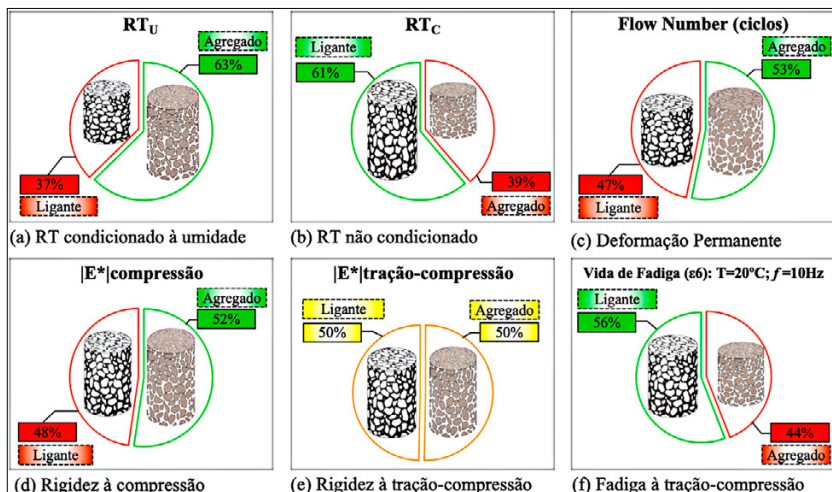
Figura 2.38 – Metodologia usada para determinar a importância relativa K (ou o efeito percentual) do agregado e do ligante nos diferentes ensaios



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopolos; Soares (2020a, p. 12).

Analisando a Figura 2.39, é possível notar que, quando o ensaio de RT (DNIT 136/2018 – ME, 2018) é realizado com corpos de prova secos, o agregado possui um efeito maior (63%) do que o ligante (37%). Porém, após o condicionamento à umidade desses materiais, a situação se inverte e o ligante passa a influenciar mais (61%), enquanto a importância relativa do agregado diminui (39%). Ao se analisar a deformação permanente, o agregado (53%) pareceu ter um efeito maior do que o do ligante (47%), assim como na rigidez à compressão (agregado = 52% e ligante = 48%). Para a rigidez medida à tração-compressão, tanto agregado quanto ligante influenciam com a mesma importância relativa, i.e., 50%. Já na vida de fadiga à tração-compressão, o ligante teve efeito de 56% enquanto que o agregado teve 44% (Lucas Júnior; Babadopolos; Soares, 2020a).

Figura 2.39 – Efeito percentual do agregado e do ligante em diferentes testes



Fonte: Extraído de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares (2020a, p. 13).

Resumidamente, este estudo chegou às seguintes conclusões (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019b):

- a adesividade do ligante com o agregado parece ser relativamente mais importante do que a morfologia do agregado para o teste de fadiga tração-compressão, enquanto o agregado provou ser mais importante para os testes de compressão;
- para os ensaios de compressão, quanto maior a carga aplicada, maior a importância do agregado para a mistura;
- a resistência à tração e o Flow Number parecem ser fortemente influenciados pela esfericidade e a textura do agregado;
- o módulo dinâmico (rigidez à compressão) depende relativamente mais das propriedades de forma do agregado do que a tração-compressão;
- para uma graduação de agregado fixa, a vida em fadiga é mais influenciada pela adesividade agregado-ligante do que pela morfologia do agregado.

Salienta-se que esses resultados são relativos, ou seja, valem para os materiais usados. Se a comparação fosse entre uma mis-

tura com CAP puro e um CAP modificado por polímero, os percentuais relativos seriam diferentes. Assim, o percentual que o agregado e o ligante influenciará no comportamento da mistura relativamente a cada defeito dependerá dos materiais selecionados e comparados entre si.

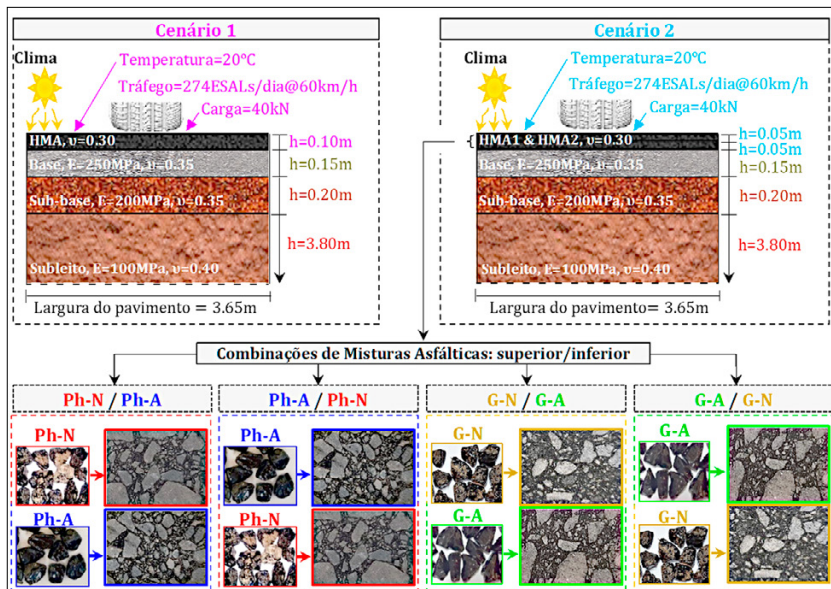
Para informações mais detalhadas a respeito dos materiais e métodos, resultados e conclusões deste estudo, recomenda-se a leitura de Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, (2020a).

2.9.4 Qual a influência do uso de um Aoma na estrutura do pavimento como um todo?

O objetivo deste trabalho (Lucas Júnior *et al.*, 2022) foi avaliar a previsão de vida de fadiga de pavimentos asfálticos, considerando misturas com um ligante contendo Aoma em comparação com misturas com o correspondente ligante puro (CAP 50-70). A ferramenta de simulação usada foi o software FlexPAVE™ 1.1 Alpha.

A Figura 2.40 traz um esquema básico das combinações de estruturas usadas nas simulações. Foram analisados dois cenários, sendo que, em ambos, as propriedades das camadas granulares e do subleito foram mantidas constantes, assim como as espessuras das camadas. No cenário 1, as quatro misturas asfálticas foram usadas separadamente na simulação com uma espessura de 0,10m. No segundo cenário, as quatro misturas foram combinadas em duas camadas de 0,05m cada uma. A temperatura foi fixada em 20°C, a carga em 40kN e o tráfego em 274ESALs/dia, sendo ESAL (Equivalent Single Axle Load) com velocidade de 60km/h.

Figura 2.40 – Esquema básico das análises realizadas

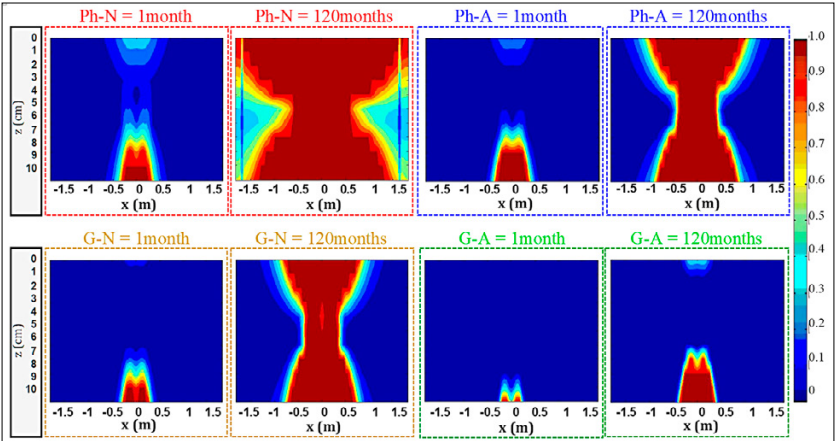


Fonte: Extraído de Lucas Júnior et al. (2022, p. 5).

A Figura 2.41 mostra os contornos de dano obtidos a partir da simulação do comportamento do pavimento para as quatro misturas investigadas, no mês 1 e no mês 120, para o Cenário 1 (camada única de asfalto de 0,10m). Apenas trincas de baixo para cima foram observadas. As misturas com Aoma apresentaram uma área de contornos de dano menor do que as misturas com ligante puro (Ph-N vs. Ph-A, e G-N vs. G-A). O agregado granítico também apresentou menor área de contornos de dano em comparação com o agregado fonolítico (Ph-N vs. G-N, e Ph-A vs. G-A). Embora a adição de Aoma tenha demonstrado diminuir a vida de fadiga, a simples modificação do agregado usado na mistura também provou ser eficaz. A Figura 2.42 mostra a simulação realizada para o Cenário 2, ou seja, camadas duplas de asfalto de 0,05m (superior/inferior), com uma mistura diferente em cada camada. As trincas começaram na parte inferior e subiram pelas estruturas investigadas. Se as misturas com melhor comportamento à fadiga (com Aoma) forem colocadas na

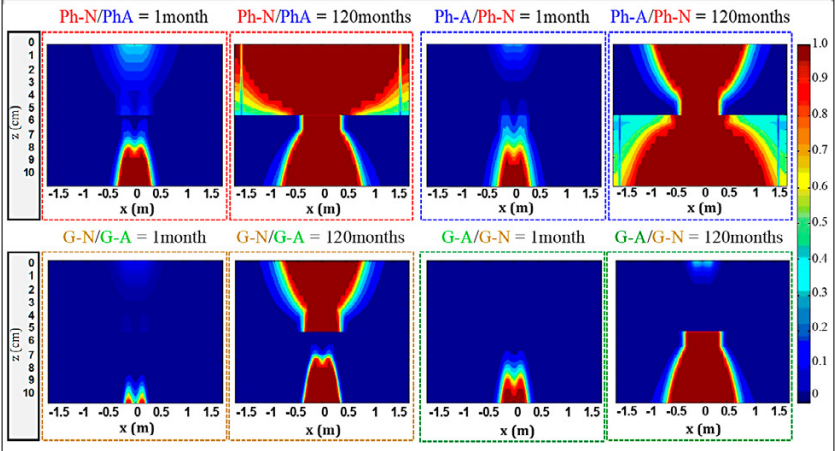
camada inferior, os resultados de contorno de dano serão menores, indicando uma estrutura mais resistente (Lucas Júnior *et al.*, 2022).

Figura 2.41 – Contornos de danos das estruturas com uma camada de mistura asfáltica



Fonte: Extraído de Lucas Júnior *et al.* (2022, p. 6).

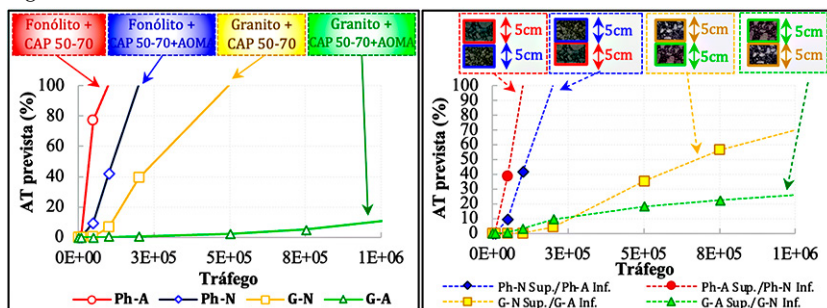
Figura 2.42 – Contornos de danos das estruturas com duas camadas de mistura asfáltica



Fonte: Extraído de Lucas Júnior *et al.* (2022, p. 6).

A Figura 2.43 mostra como as diferentes estruturas se comportaram quanto à previsão de área trincada. O Aoma produziu misturas com menor área trincada prevista se comparado às estruturas com ligante puro. Situação idêntica ocorreu na comparação do granito frente ao fonólito. Notou-se que, para as misturas com Aoma, a combinação de camadas não foi benéfica, enquanto que, para as misturas com ligante puro, a combinação foi positiva (Lucas Júnior *et al.*, 2022).

Figura 2.43 – Previsão de área trincada (AT)



Fonte: Extraído de Lucas Júnior *et al.* (2022, p. 7).

Resumidamente, este estudo chegou às seguintes conclusões (Lucas Júnior *et al.*, 2022):

- misturas contendo ligante modificado por Aoma apresentaram menor área de contorno de dano quando comparadas às misturas controle (com ligante puro);
- misturas com agregado granítico apresentam menor área de contorno de dano do que misturas com agregado fonolítico;
- todas as camadas asfálticas apresentaram iniciação de trincas de baixo para cima nos pavimentos investigados;
- do ponto de vista da modelagem de danos, a investigação das diferentes combinações de misturas mostrou que é mais recomendável usar misturas com Aoma à base de amina nas camadas inferiores e misturas com ligante puro nas camadas superiores.

Para informações mais detalhadas a respeito dos materiais e métodos, resultados e conclusões deste estudo, recomenda-se a leitura de Lucas Júnior *et al.* (2022).

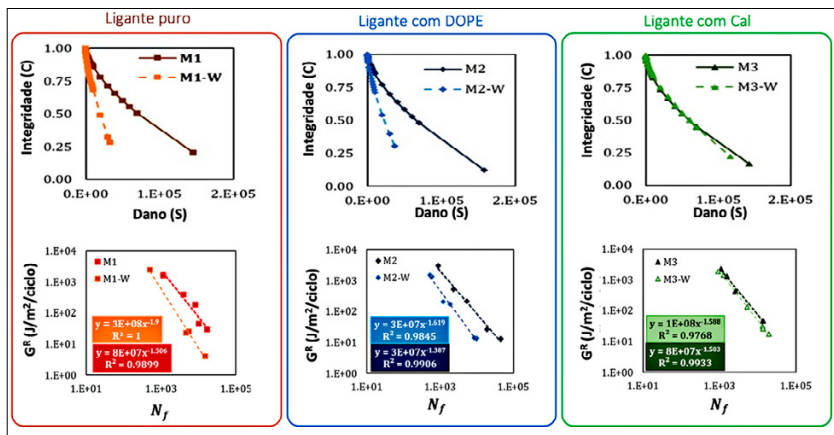
2.9.5 Como a umidade/água pode afetar a vida de fadiga de misturas asfálticas?

O objetivo deste trabalho (Silva *et al.*, 2024) foi avaliar o efeito da umidade em diferentes escalas de materiais asfálticos (ligante, interface agregado-ligante e mistura asfáltica). Foram realizados diferentes ensaios em materiais condicionados e não condicionados à umidade, todavia, neste livro, serão mostrados apenas os resultados de Fadiga por Tração-compressão.

A mistura M1 foi produzida com ligante puro e, quando condicionada à umidade, passou a ser nomeada M1-W. A mistura M2 foi produzida com ligante puro e Dope (aditivo orgânico melhorador de adesividade) e, quando condicionada à umidade, passou a ser nomeada M2-W. Por sua vez, a mistura M3 foi produzida com ligante puro e cal e, quando condicionada à umidade, passou a ser nomeada M1-W.

A Figura 2.44 apresenta todas as curvas características de dano obtidas (C vs. S) e as curvas G^R vs. N_f . Todas as misturas asfálticas testadas apresentaram linhas de regressão aceitáveis, com R^2 acima de 0,98, bem como valores de DMR acima de 0,8 para amostras secas. Esse comportamento geral significa que as amostras utilizadas representam bem cada uma das misturas analisadas, sem maiores desvios. Considerando amostras condicionadas por umidade, menos testes bem-sucedidos foram concluídos para M1-W, e, portanto, os valores de DMR não foram tão altos quanto para amostras não danificadas, especialmente para as misturas M1-W e M2-W. Para M1-W, um total de oito amostras foram preparadas para teste, três delas falharam antes de 500 ciclos, e uma apresentou placas terminais desniveladas.

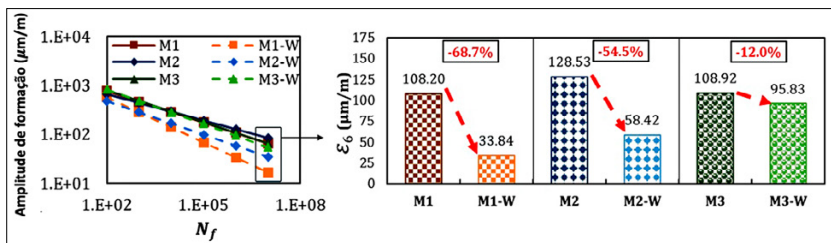
Figura 2.44 – C vs. S e G^R vs. N_f



Fonte: Extraído de Silva et al. (2024).

Analisando a Figura 2.45 com foco no parâmetro $\mathcal{E}_6$, que corresponde a uma vida em fadiga em $1E + 06$ ciclos de carregamento, é possível estimar como o tráfego admitido diminuiria se essas misturas asfálticas fossem usadas em uma estrutura real. Seu comportamento segue a ordem: M1 tem a maior redução (68,7%), quando condicionada à umidade, seguida por M2 (54,5%) e por M3 (12,0%). Embora M2 seja a melhor mistura considerando o parâmetro $\mathcal{E}_6$ na condição seca, a redução após o condicionamento (M2-W) é quase tão acentuada quanto a mistura asfáltica com ligante puro (M1-W). Usando $\mathcal{E}_6$ como um parâmetro de projeto, quando as misturas são testadas apenas na condição seca, estas superestimariam a resistência à fadiga esperada em 3,2 vezes para M1; 2,2 vezes para M2; e 1,1 vezes para M3.

Figura 2.45 – Curvas de Wöhler das misturas analisadas



Fonte: Extraído de Da Silva *et al.* (2024).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Da Silva *et al.*, 2024):

- o condicionamento à umidade reduz significativamente a vida de fadiga esperada das misturas asfálticas;
- ensaio de fadiga a seco pode superestimar a vida útil real dos pavimentos;
- o presente trabalho contribui para uma melhor compreensão do comportamento da mistura asfáltica em relação à umidade e aos efeitos hidrodinâmicos;
- para compreender os efeitos da umidade, a escolha do protocolo de condicionamento é tão importante quanto o próprio protocolo de teste, visto que alguns testes podem capturar os efeitos da umidade, enquanto outros podem não ser capazes.

Referências

AASHTO T 283. *Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture induced damage*. American Association of State and Highway Transportation Officials. 2014.

AASHTO T 342. *Standard method of test for determining dynamic modulus of hot-mix asphalt concrete mixtures*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011.

AASHTO T 361-16. *Standard Method of Test for Determining Asphalt Binder Bond Strength by Means of the Binder Bond Strength (BBS) Test*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2016.

AASHTO TP 107-14. *Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2016.

ABEDA. *Aditivos orgânicos melhoradores de adesividade – AMO*. Usos e benefícios. Informativo Técnico n. 1 – Junho 2010. Comissão Técnica da ABEDA. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 12583. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Agregado Graúdo - Determinação da adesividade ao ligante betuminoso*. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15617. Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida*. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *ABNT NBR 15528. Aditivos orgânicos melhoradores de adesividade para cimento asfáltico de petróleo*. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

AHMED, T.; LEE, H. D.; WILLIAMS, C. Using a modified asphalt bond strength test to investigate the properties of asphalt binders with poly ethylene wax-based warm mix asphalt additive. *International Journal of Pavement Research and Technology*, v. 11, n. 1, p. 28-37, 2018.

AKZONOBEL. *Adhesion Promoters: technical bulletin*, 2015.

AL ROUSAN T. M. *Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system* (Doctoral thesis). Texas A&M University, College Station, TX, 2004.

ASPHALT INSTITUTE. *Cause and Prevention of Stripping in Asphalt Pavements*. Educational series nº 10. The Asphalt Institute, 1981.

BERNUCCI, L. L. B. *et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*, 2022.

BRAHAM, A.; HOSSAIN, Z.; ASCHENBRENER, T. *Evaluating Performance of Asphalt Pavements in Arkansas*. TRB Webinar: Moisture Damage in Asphalt Pavements: Forensic Analyses and Research Needs October 31, 2018. <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/webinars/181031.pdf>

BRANCO, M. P. <https://www.sgb.gov.br/rochas>, 2015.

CARO, S. *Moisture Damage in Asphalt Pavements Concepts and fundamentals*. TRB Webinar: Moisture Damage in Asphalt Pavements: Forensic Analyses and Research Needs October 31, 2018. <https://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/webinars/181031.pdf>.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. Rio de Janeiro: ABEDA, 2015.

D'ANGELO, J.; ANDERSON, R. M.; *Material Production, Mix Design, and Pavement Design Effects on Moisture Damage*. Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements – A National Seminar; Transportation Research Board, 2003.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C. State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures. RILEM Report 17. *Bituminous Binders and Mixes*. Belgium, 1998.

DIBALSKI, J. N. Cationic surfactants in asphalt adhesion. Symposium: Antistripping Additives in Paving Mixtures, *Transportation Research Board*, v. 51, p. 293-297, 1982.

DNER-ME 078/1994. *Norma Rodoviária*. Agregado Graúdo: Adesividade ao ligante betuminoso. 1994.

DNER-ME 081. *Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 136/2018 – ME. *Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio*, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 180/2018 – ME. *Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio*, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT IPR 700. *Glossário de Termos Técnicos Rodoviários*, 2017.

ENSLEY, E. K. Multilayer adsorption with molecular orientation of asphalt on mineral aggregate and other substrates. *J. Appl. Chem. Biotech*, v. 25, n. 9, p. 671 - 682, 1975.

FROMM, H. J. The Mechanisms of Asphalt Stripping from Aggregate Surfaces. *Proc. Assoc. of Asphalt Paving Technologists*, v. 43, 1974, p. 191-223.

HAININ, M. R.; COOLEY JÚNIOR., L. A. An Investigation of Factors Influencing Permeability of Superpave Mixes. *International Journal of Pavements*, v. 2, n. 2, p. 41 - 52, 2003.

HARNISH, I. C. Liquid Anti-Strip Technology & Best Practices. Technical Manager Asphalt Additives. *rrMaz Custom Chemicals*, Overland Park, USA, 2010.

HEFER, A. W.; LITTLE, D. N.; LYTTON, R. L. A synthesis of theories and mechanisms of bitumen-aggregate adhesion including recent advances in quantifying the effects of water. *J. Assoc. Asphalt Paving Technol.*, v. 74, 139 -196, 2005.

HICKS, R. G. Moisture damage in asphalt concrete. National Cooperative Highway Research Program. *Synthesis of Highway Practice 175, Transportation Research Board*, Washington, 1991.

HUANG, W.; LV, Q.; XIAO, F. Investigation of using binder bond strength test to evaluate adhesion and self-healing properties of modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, v. 113, p. 49-56, 2016.

JAMIESON, I. L.; MOULTHROP, J. S.; JONES, D. R. SHRP. *Results on binder-aggregate adhesion and resistance to stripping*. The Asphalt Yearbook, 1995.

JOHNSON, D. R.; FREEMAN, R. B. *Rehabilitation Techniques for Stripped Asphalt Pavements*. FHWA/MT-002-003/8123. Western Transportation Institute, Bozeman, Montana, USA, 2002.

KANDHAL, P. S. Field and Laboratory Evaluation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report. *Transportation Research Record 1454*, Washington, 1994. p. 36-47.

KANDHAL, P. S.; RICKARDS, I. J. *Premature failure of asphalt overlays from stripping*: Case Histories: NCAT Report 01-01, National Center for Asphalt Technology (NCAT): Auburn University, Auburn, 2001.

KANITPONG, K.; BAHIA, H. Relating Adhesion and Cohesion of Asphalts to the Effect of Moisture on Laboratory Performance of Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 1901, p. 33-43, 2005.

KENNEDY, T. W.; ANAGNOS, J. N. Techniques for reducing moisture damage in asphalt mixtures. *Moisture Effects on Asphalt Mixtures, Research Project 3-9*, p. 79-253, 1984.

KENNEDY, T. W.; MCGENNIS, R. B.; ROBERTS, F. L. Investigation of moisture damage to asphalt concrete and effect on field performance – A case study. *Transportation Research Record, Washington*, 1983.

KIGGUNDU, B. M.; ROBERTS, F. L. *Stripping in HMA Mixtures: State-of-the-Art and Critical Review of Test Methods*. Auburn University: National Center for Asphalt Technology, 1988.

LITTLE D. N.; JONES IV D. R. Chemical and Mechanical Processes of Moisture Damage in Hot-Mix Asphalt Pavements. Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements – A National Seminar; *Transportation Research Board*, 2003.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O. *Influência da adesividade agregado-ligante no trincamento por fadiga de misturas asfálticas*. 2018.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Aggregate–binder adhesiveness assessment and investigation of the influence of morphological and physico-chemical properties of mineral aggregates. *Road Materials and Pavement Design*, v. 20, n. sup1, p. S79-S94, 2019a.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Effect of aggregate shape properties and binder's adhesiveness to aggregate on results of compression and tension/compression tests on hot mix asphalt. *Materials and Structures*, v. 53, n. 2, p. 1-15, 2020a.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Influence of aggregate-binder adhesion on fatigue life of asphalt mixtures. *ASTM International*, 2020b.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Moisture-induced damage resistance, stiffness and fatigue life of asphalt mixtures with different aggregate-binder adhesion properties. *Construction and Building Materials*, v. 216, p. 166-175, 2019b.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B.; SOUZA, L. T. Evaluating the effect of amine-based anti-stripping agent on the fatigue life of asphalt pavements.

International Journal of Pavement Engineering, v. 23, n. 8, p. 2785-2795, 2022.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; SOARES, J. B. Desenvolvimento de metodologia para avaliação da adesividade agregado-ligante com o uso de processamento digital de imagem. *Transportes*, v. 27, n. 1, p. 82-95, 2019.

MAJIDZADEH, K.; BROVOLD, F. N. *State of the art: Effect of water on bitumen aggregate mixtures*, *Highway Research Board, Special Report*, n. 98, p. 77, 1968.

MALLICK, R.; TETO, M.; COOLEY, L. A. *Evaluation of permeability of Superpave mixes in Maine*. 1999.

MASAD, E.; ARAMBULA, E.; KETCHAM, R. A.; ABBAS, A. R.; Martin, A. E. Nondestructive measurement of moisture transport in asphalt mixtures. *Journal of the association of asphalt paving technologists*, 2007.

MOISTURE SENSITIVITY OF ASPHALT PAVEMENTS: A NATIONAL SEMINAR. February 4–6, San Diego, California. *Transportation Research Board*, 2003.

MOISTURE SUSCEPTIBILITY OF HMA MIXES: Identification of Problem and Recommended Solutions. Quality Improvement Publication 119. *National Asphalt Pavement Association*, 1992.

MORAES, R.; VELASQUEZ, R.; BAHIA, H. U. Measuring the effect of moisture on asphalt–aggregate bond with the bitumen bond strength test. *Transportation Research Record*, v. 2209, n. 1, p. 70-81, 2011.

PACKHAM, D. E. Theories of fundamental adhesion. In: *Handbook of adhesion technology*, 2018. p. 11–41.

PETERSEN, J. C. *et al.* Chemistry of asphalt-aggregate interaction: relationship with pavement moisture damage prediction test. *Transportation Research Record*, p. 95-104, 1982.

- PLANCHER, H.; DORRENCE, S.; PETERSEN, J. C. Identification of Chemical Types in Asphalts. Strongly Absorbed at the Asphalt–Aggregate Interface and Their Relative Displacement by Water. *Proc. Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 46, p. 151–175, 1977.
- RICE, J. M. Relationship of aggregate characteristics to the effect of water on bituminous paving mixtures. *Symposium on Effect of Water on Bituminous Paving Mixtures* - ASTM, Boston, USA, 1958.
- ROBERTS, F. L. *et al.* *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*, 1991.
- ROBERTS, F. L. *et. al.* *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*, NAPA Education Foundation, 1996.
- ROBERTSON, R. E. *Transportation Research Circular 499: Chemical Properties of Asphalts and Their Effects on Pavement Performance*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
- SILVA, L. S. V. *et al.* Evaluation of moisture-induced damage on the fatigue life of asphalt mixtures using failure tests of asphalt binders, interfaces, and mixtures. *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, v. 47, n. 7, p. 2481-2496, 2024.
- SCOTT, J. A. N. Adhesion and Disbonding Mechanisms of Asphalt used in Highway Construction and Maintenance. *Proc., Assoc. of Asphalt Paving Technologists*, v. 47, 1978, p. 19-48.
- TARRER, A. R.; WAGH, V. P. The Effect of the Physical and Chemical Characteristics of the Aggregate on Bonding. Strategic Highway Research Program Report. SHRP-A/ UIR-91-507, *National Research Council, Washington, DC*, 1991.
- TAYLOR, M. A.; KHOSLA, N. P. *Stripping of asphalt pavements: State of the art (discussion, closure)*. 1983.
- TERREL, R. L.; AL-SWAILMI, S. *Water sensitivity of asphalt-aggregate mixes: Test selection* - Strategic Highway Research

Program Report A-403, Oregon State University: Corvallis, Oregon, 1994.

TERREL, R. L.; SHUTE, J. W. *Summary Report on Water Sensitivity*. Report SHRP-A/IR-89-003. Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., 1989.

WEI, J.; ZHANG, Y. Application of sessile drop method to determine surface free energy of asphalt and aggregate. *J. Test. Eval.*, v. 40, n. 5, p. 807–813, 2012.

YANG, Q. *et al.* J. Mechanics mechanism analysis of asphalt-aggregate interface damage. *Key Engineering Materials, Trans Tech Publications*, p. 359 -364, 2016.

YOON, H. H.; TARRER, A. R. 1988. Effect of Aggregate Properties on Stripping. *Transportation Research Record 1171, TRB, National Research Council*, Washington, D.C., p. 37-43.

3

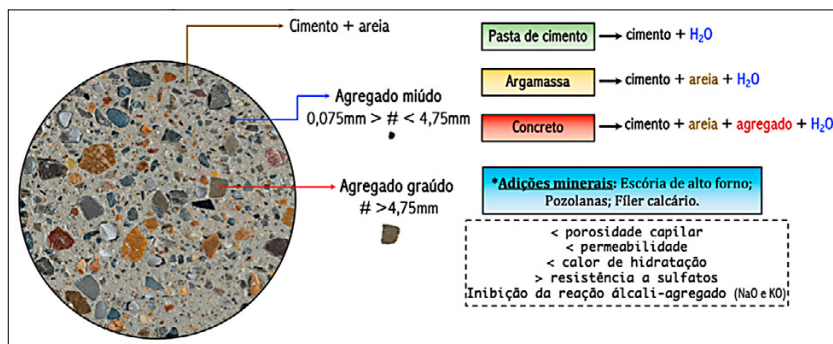
Zona de transição na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento Portland

3.1 Concreto de cimento Portland e suas características

O concreto, a nível macroscópico, é um material de, pelo menos, duas fases bem definidas (material bifásico), em que partículas de agregados estão dispersas em uma matriz de pasta de cimento. A nível microscópico, as duas fases da microestrutura não são distribuídas de forma homogênea, nem elas mesmas são homogêneas entre si; ou seja, a matriz da pasta de cimento se apresenta densa em algumas regiões e porosa em outras. O concreto é composto por agregados graúdos ($> 4,75\text{mm}$), agregados miúdos ($0,075\text{mm} < \phi < 4,75\text{mm}$), cimento Portland (com eventuais adições), areia, água e vazios de ar. Conceitualmente, a mistura do cimento com a água é denominada pasta de cimento; ao se adicionar areia, passa a ser chamada argamassa, que, por sua vez, ao receber a adição de agregados graúdos, passa a se chamar concreto. Como parte conceitualmente

considerada como sendo do cimento, podem ser usadas adições minerais, conforme Figura 3.1 (Mehta e Monteiro, 2014).

Figura 3.1 – Componentes do concreto de cimento Portland

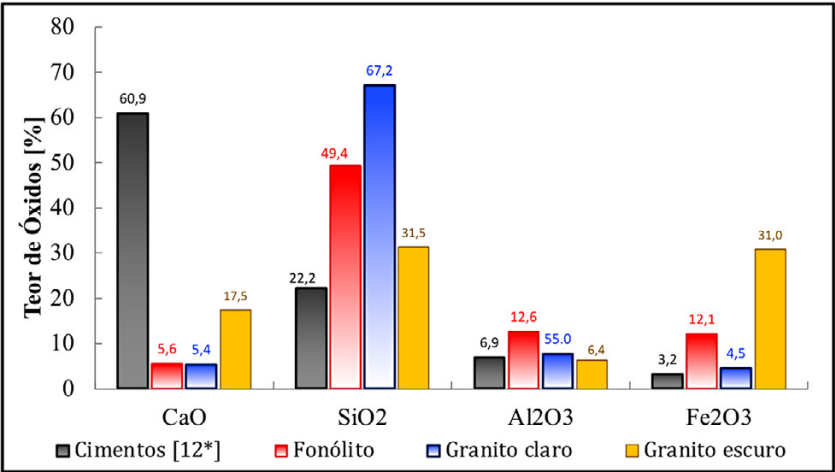


Fonte: Elaborada pelos autores.

A resistência do concreto convencional normalmente é menor do que a resistência individual dos agregados ou da pasta. Isso pode ser explicado com base no importante papel da zona de transição na interface (ZTI) entre o agregado graúdo e a pasta de cimento (Mehta e Monteiro, 2014). O fato de a microfissuração se iniciar na interface entre o agregado graúdo e a argamassa circundante e de, na ruptura, o padrão de fissuras incluir a interface evidenciam a importância da ZTI (Neville, 2015). Diante do exposto, é bastante importante investigar esta região, que pode ser entendida como uma interface, e entender seus efeitos nas propriedades volumétricas do concreto de cimento Portland.

Os componentes do concreto (agregados minerais, cimento, areia) podem ser bastante variáveis quanto às suas respectivas propriedades físico-químicas. A Figura 3.2 exemplifica o teor de óxidos obtido por fluorescência de raios-X (FRX) de doze cimentos Portland (Halstead, 1961) e três tipos de agregados (Lucas Júnior; Babadopulos; Soares, 2019). Nota-se que os componentes descritos são variáveis. Isso tende a afetar as propriedades do concreto.

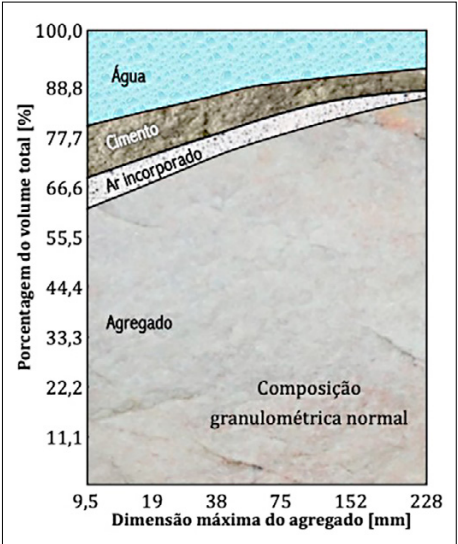
Figura 3.2 – Componentes do concreto de cimento Portland



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 3.3 ilustra o efeito da dimensão máxima do agregado na proporção dos componentes para um concreto com relação água-cimento (a/c) de 0,54. Nota-se que, quanto maior a dimensão dos agregados, menor o volume de cimento e água a ser usado. Para o concreto massa (caso de concretagem de grandes volumes em que fenômenos térmicos durante a hidratação passam a ser determinantes para o comportamento do compósito), o limite máximo da dimensão do agregado é de 150mm (*Concrete manual*, 1981).

Figura 3.3 – Relação da dimensão máxima do agregado com proporções dos componentes

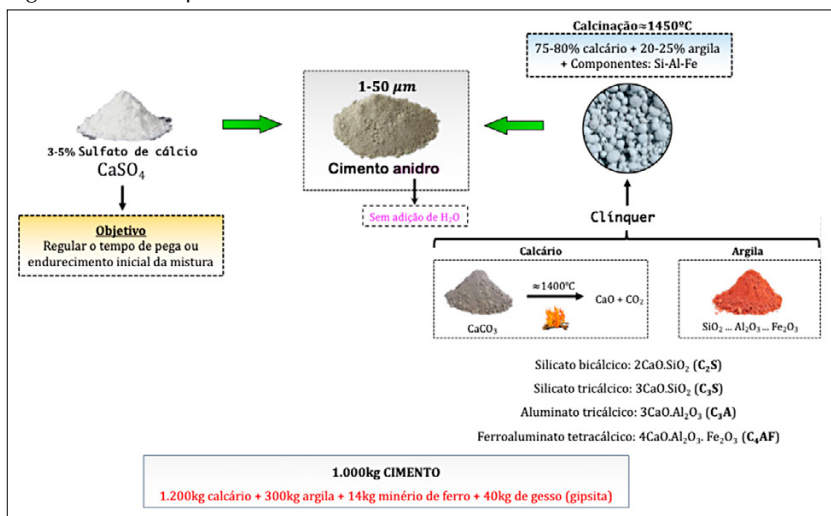


Fonte: Adaptada de Concrete Manual (1981, p. 66).

3.2 Componentes do cimento Portland

O cimento Portland anidro (antes da hidratação) tem grãos com dimensões principalmente entre 1 e 50 μ m com poucos grãos maiores do que 150 μ m (o que é determinado por uma característica chamada de “finura”). Contém, em média, cerca de 3 e 5% de sulfato de cálcio (CaSO_4), que tem por objetivo regular a pega ou o endurecimento inicial do compósito, que endureceria rapidamente pela quase instantânea hidratação de um dos cristais anidros, chamado aluminato tri-cálcico [$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (C3A)]. Além do clínquer, que é um produto da calcinação de uma mistura de calcário, argila e outros compostos (advindos de minérios) ricos em sílica (Si), alumínio (Al) e/ou ferro (Fe), que funcionam como corretores dos teores das espécies químicas necessárias à reação que produz os cristais anidros do cimento, conforme Figura 3.4. De forma aproximada, para cada 1.000kg de cimento, são necessários 1.200kg de calcário, 300kg de argila, 14kg de minério de ferro e 40kg de gesso (gipsita) (Cabral, 2022).

Figura 3.4 – Componentes do cimento Portland



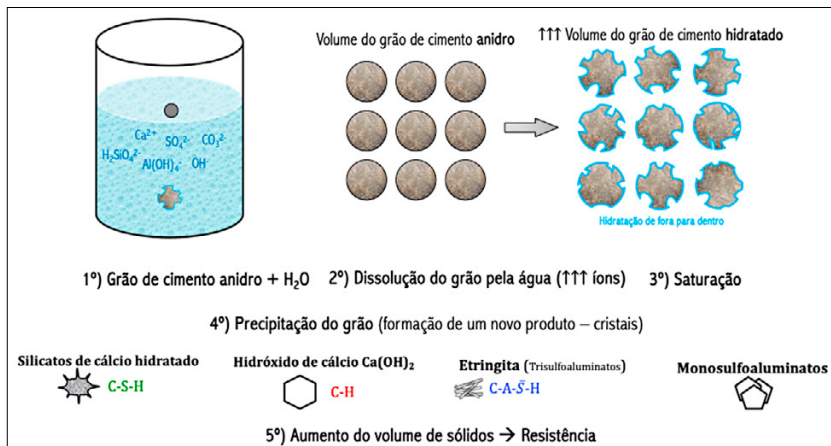
Fonte: Elaborada pelos autores.

A produção do clínquer depende da planta de produção e dos materiais usados, todavia, nela, sempre haverá o aquecimento do calcário, rico em carbonato de cálcio, a temperaturas próximas a 1400°C; resultando na obtenção de óxido de cálcio (CaO) e na liberação de CO₂. O CaO resultante é misturado com argila, que contribui com compostos como sílica, alumina e óxidos de ferro. A mistura desses materiais resulta principalmente na formação dos seguintes cristais anidros do cimento: silicato tricálcico [3CaO.SiO₂ (C₃S)], também conhecido como alita; silicato bicálcico [2CaO.SiO₂ (C₂S)], também conhecido como belita; aluminato tricálcico [3CaO.Al₂O₃ (C₃A)], também conhecido como celita; e ferroaluminato tetracálcico [4CaO.Al₂O₃. Fe₂O₃ (C₄AF)], também conhecido como felita; entre outros menos relevantes para a compreensão do processo de hidratação e endurecimento do cimento.

3.3 Hidratação do cimento Portland

Resumidamente, o processo de hidratação do cimento Portland pode ser dividido em cinco etapas, conforme Figura 3.5: primeiro o grão de cimento anidro entra em contato com a água (primeira etapa), que começa a dissolver o grão de cimento (e seus cristais anidros), aumentando a concentração de íons na água (Ca²⁺, SO₄²⁻, H₂SiO₄²⁻, CO₃²⁻, Al(OH)₄⁻, OH⁻) (segunda etapa); posteriormente, a saturação do grão de cimento pela água leva a um aumento de volume deste (terceira etapa), que faz com que ele precipite, formando novos produtos (cristais hidratados) (quarta etapa); os cristais aumentam de volume (quinta etapa) devido à formação de novos produtos da hidratação, o que confere a resistência do material. Dentre os cristais hidratados mais comuns, podem-se citar os silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), o hidróxido de cálcio (C-H), etringita/trissulfoaluminatos (C-A- $\bar{S}$ -H) e monosulfoaluminato (John, 2017).

Figura 3.5 – Processo físico-químico da hidratação do cimento Portland



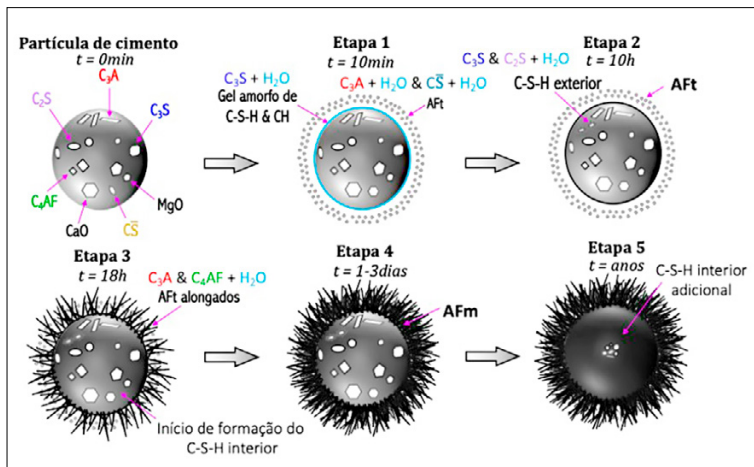
Fonte: Elaborada pelos autores.

O cimento anidro possui a seguinte composição:

- C₃A: Aluminato tricálcico (0-15%);
- C₃S: Silicato tricálcico (30-70%);
- C₂S: Silicato bicálcico (10-55%);
- C₄AF: Aluminoferrato tetracálcico (5-15%);
- C $\bar{\text{S}}$: Sulfato de cálcio -gesso (3-8%) (Costa *et al.*, 2009).

A partir deles e da interação com a água, cujo processo físico-químico é ilustrado na Figura 3.6, ocorre a produção dos cristais hidratados. O mecanismo microscópico de hidratação é complexo e não está totalmente esclarecido (Hewlett, 1998), mas costuma-se (Costa *et al.*, 2009) dividi-lo em cinco etapas, conforme a Figura 3.6 e o texto a seguir.

Figura 3.6 – Etapas do mecanismo de hidratação do cimento



Fonte: Adaptada de Costa *et al.* (2009, p. 32).

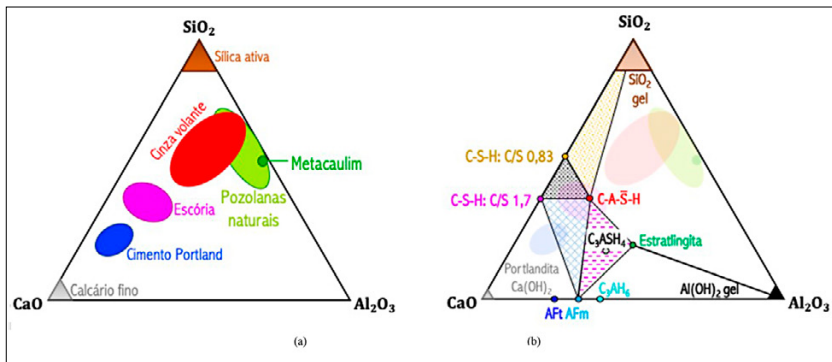
- etapa 1 – nos primeiros minutos, ocorre essencialmente a reação da água com (i) o aluminato tricálcico (C_3A) e o gesso ($C\bar{S}$), levando à formação de cristais curtos de trissulfatoaluminato de cálcio hidratado (AFt) e (ii) o silicato tricálcico (C_3S), que gera um gel amorfo de silicato de cálcio hidratado (C-S-H) – que se deposita na superfície da partícula – e hidróxido de cálcio (CH) – o qual, por sua vez, precipita no espaço entre as partículas de cimento com uma forma hexagonal;
- etapa 2 – continuidade da reação da água com os silicatos de cálcio (C_3S e C_2S), formando-se uma camada adicional de C-S-H em torno da partícula a uma distância de cerca $1 \mu\text{m}$, que se designa por “C-S-H exterior” (Hadley *et al.* (2000) e Kjellsen e Justnes (2004));
- etapa 3 – ocorre uma reação de hidratação secundária dos aluminatos de cálcio (C_3A e C_4AF) formando-se compostos aciculares (que têm forma fina e pontiaguda, semelhante à forma da agulha) longos de trissulfatoaluminato de cálcio hidratado (AFt). O C-S-H que começa a se formar nesta etapa designa-se “C-S-H interior”, depositando-se dentro da camada de hidratação formada nas etapas anteriores;
- etapa 4 – a hidratação prossegue a uma velocidade lenta, correspondente a reações em estado sólido. Continua a for-

mar-se “C-S-H interior”, com diminuição progressiva do espaço livre entre a camada de hidratação e a partícula não hidratada, e aparece uma nova fase de aluminato, monossulfato de cálcio hidratado (AFm);

- etapa 5 – as reações de hidratação decorrem ao longo de anos, continuando essencialmente a se formar “C-S-H interior” adicional.

A Figura 3.7(a) apresenta o diagrama ternário dos materiais cimentícios e outros materiais usados como adições no concreto, como sílica ativa, cinza volante, metacaulim, escória e fíler calcário. Por outro lado, a Figura 3.7(b) ilustra as fases formadas na hidratação do concreto. Os limites mostrados na Figura 3.7 são apenas uma aproximação, pois estes não são bem conhecidos, particularmente no que diz respeito à quantidade de alumina (Lothenbach *et al.*, 2011). Ambas as figuras apresentam as proporções relativas de três componentes: óxido de cálcio (CaO), sílica (SiO_2) e óxido de alumínio ou alumina (Al_2O_3). Por exemplo, o metacaulim apresenta proporções próximas de alumina e sílica e quantidade residual de óxido de cálcio.

Figura 3.7 – Diagrama ternário dos (a) materiais cimentícios e das (b) fases hidratadas



Fonte: Adaptada de Lothenbach, Scrivener e Hooton (2011, p. 1245).

Cada adição interage de maneira diferente com o cimento. A sílica ativa pode ser obtida a partir do resíduo da fabricação de silício

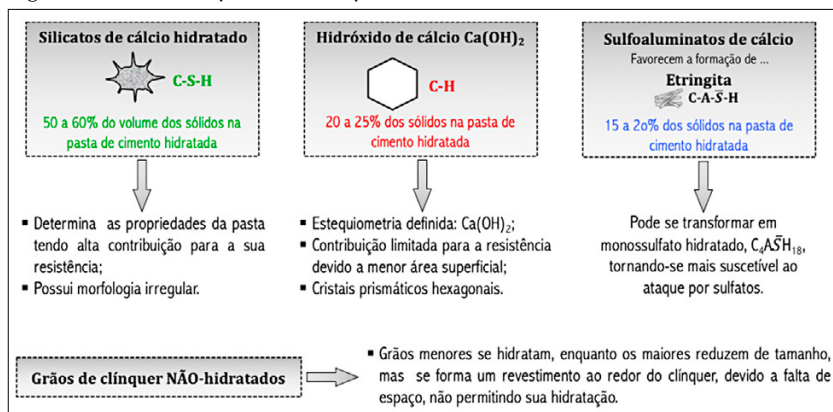
metálico; a cinza volante é um resíduo de termoeletricas; outras cinzas podem ser obtidas da queima de materiais como a casca de arroz, entre outros, e serem também utilizadas como materiais pozolânicos; o metacaulim da argila calcinada; e a escória de aciarias.

As adições pozolânicas (sílica, metacaulim, e diversas cinzas), por exemplo, são consumidas em conjunto com a cal hidratada para produzir C-S-H adicional, preenchendo poros que ocorreriam naturalmente ao longo da evaporação da água em excesso necessária à fluidez no estado fresco (apenas uma relação a/c da ordem de 0,2 a 0,3 seria necessária à hidratação do cimento anidro, mas costuma-se necessitar da ordem de 0,5 para a necessária fluidez do concreto). As escórias, em si, são cimentantes, com um sistema próprio de reações. Os fileres calcários podem ser usados como preenchimento, e estudos de empacotamento na escala das partículas de cimento têm efeito no comportamento da pasta de cimento endurecida. Há ainda interações possíveis entre a dispersão que constitui a pasta de cimento e o uso de aditivos, cada vez mais comum na indústria. Todos esses aspectos podem ser relevantes para a área de tecnologia do concreto, mas não são o principal foco deste texto, recomendando-se literatura específica para esse aprofundamento.

3.4 Formação e estrutura da ZTI

A característica adesiva do cimento Portland hidratado é dada principalmente pela formação dos silicatos de cálcio hidratado (C-S-H). O cimento desenvolve a característica aglomerante como resultado de hidratação (reações químicas entre os minerais do cimento e a água), sendo chamado ligante hidráulico, dado que os produtos da hidratação ocorrem e ficam estáveis mesmo com a presença de água. Em sua maioria, os sólidos presentes na pasta de cimento são os silicatos de cálcio hidratado (50 a 60%), hidróxido de cálcio (20 a 25%) e etringita (15 a 20%), sendo esses percentuais dados em volume (Mehta e Monteiro, 2014), conforme Figura 3.8.

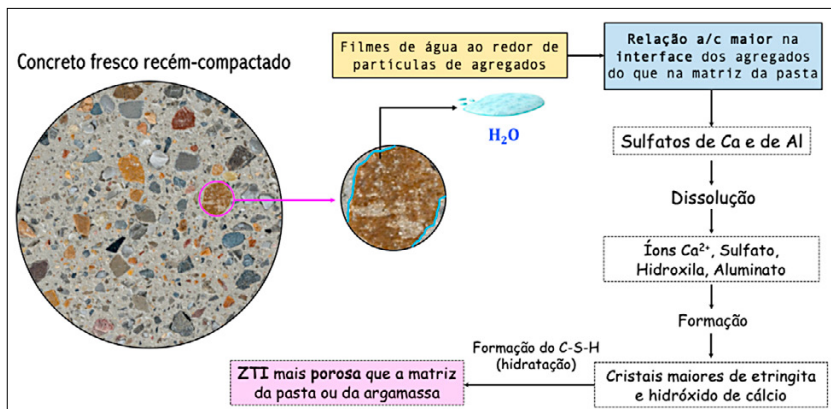
Figura 3.8 – Sólidos presentes na pasta de cimento



Fonte: Elaborada pelos autores.

No estado fresco do concreto, são formados filmes d'água ao redor das partículas de agregado graúdos, conforme Figura 3.9, devido ao contato destes com a água de amassamento e por serem mais impermeáveis, criando algo conhecido como “efeito parede”. Isso leva a um aumento da relação a/c nessa interface quando comparada à matriz da pasta de cimento; além disso, a dissolução de íons de Ca^{2+} , sulfatos, hidroxila e aluminato, leva à formação de cristais maiores de etringita e hidróxido de cálcio, e a uma formação menos concentrada de C-S-H. Assim, a ZTI ao redor dos agregados graúdos tende a ser mais porosa do que a matriz (Maso, 1980).

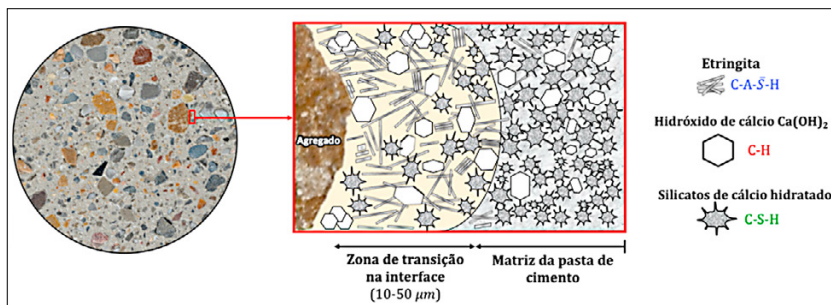
Figura 3.9 – Efeito da água de amassamento ao redor do agregado graúdo



Fonte: Elaborada pelos autores.

Normalmente, a ZTI possui entre 10 e 50µm e é estrutural e mecanicamente diferente da matriz de pasta de cimento e do agregado (Mehta e Monteiro, 2014), conforme Figura 3.10. A formação da etringita primária se inicia nos primeiros minutos de contato do cimento com a água (Mehta e Monteiro (2014) e Odler (2007)). Nessa etapa da hidratação, em que a etringita é chamada “primária”, ela não causa os problemas advindos de sua natureza expansiva pelo fato de o compósito ainda estar no estado fresco (Collepardi, 2003) e poder alterar seu volume sem restrições internas ou externas.

Figura 3.10 – Representação esquemática da zona de transição na interface (ZTI) e da matriz da pasta de cimento no concreto

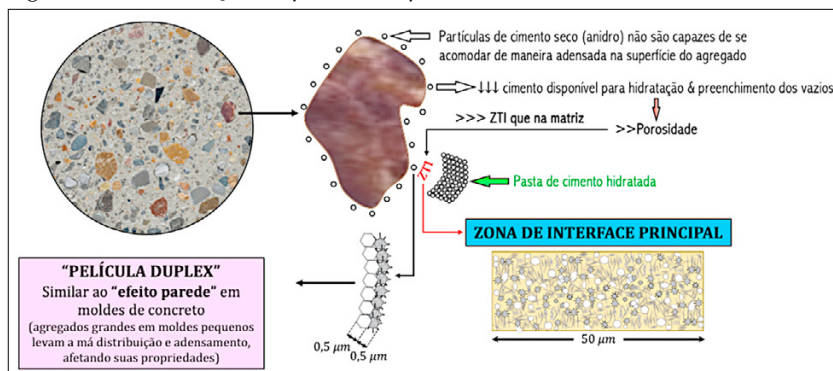


Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 43).

Após o endurecimento do concreto, pode haver a formação da etringita (no caso, chamada “secundária” ou “tardia”), o que é indesejável, pois ela tende a expandir quando o concreto já está em seu estado endurecido (Melo, 2010) e já há restrição, pelo menos parcial, ao movimento de expansão. Esse processo de formação da etringita tardia pode estar ligado a diversos fatores como altas temperaturas durante a cura ($> 70^{\circ}\text{C}$), que impedem as condições de formação da etringita primária, além de excesso de sulfatos internos no compósito ou ganho externo de sulfatos após o endurecimento (Scrivener e Gariner, 1988), entre outros.

Durante a mistura do concreto, as partículas de cimento anidro não se adensam de maneira satisfatória ao redor do agregado graúdo; ocasionando menor teor de cimento disponível para a hidratação e preenchimento dos vazios (Neville (2015) e Scrivener e Gariner (1988)). Nessa região, forma-se a chamada película duplex, que é um arranjo de $1\mu\text{m}$ de espessura, dividido em $0,5\mu\text{m}$ de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ cristalino, seguido de $0,5\mu\text{m}$ de C-S-H (Scrivener e Gariner (1988), Larbi (1993) e Barnes *et al.* (1978)). Após a película duplex, se localiza a ZTI ($10\text{-}50\mu\text{m}$), que contém produtos de hidratação do cimento com cristais maiores de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (Neville (2015) e Scrivener e Gariner (1988)), conforme Figura 3.11.

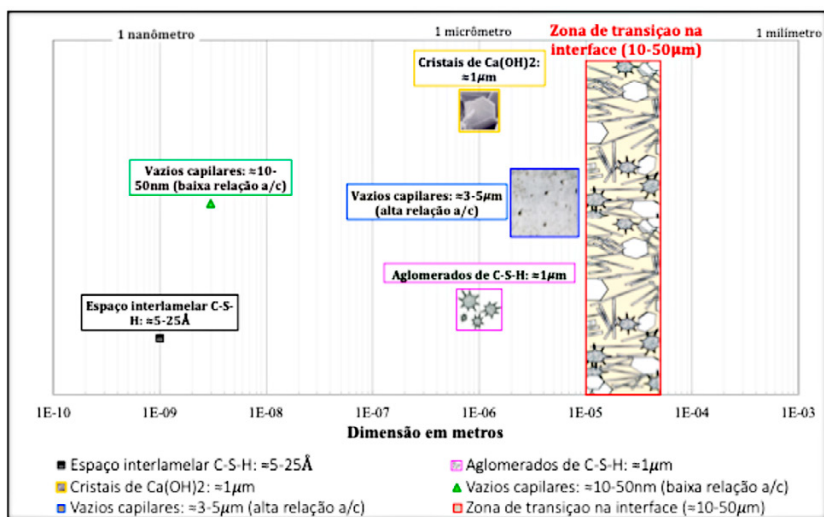
Figura 3.11 – Formação da película duplex e da ZTI



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 3.12 mostra que a microestrutura do concreto é formada de componentes com dimensões bem variadas. Conforme já mencionado, a ZTI possui de 10 a 50 μm enquanto que os vazios capilares de concretos de alta relação a/c têm de 3 a 5 μm . Com dimensões menores ainda, temos os cristais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ e aglomerados de C-S-H, com aproximadamente 1 μm . Por sua vez, os vazios capilares de concreto de baixa relação a/c têm dimensões entre 10 e 50nm. Por fim, o espaço interlamelar entre os cristais de C-S-H possui dimensão aproximada entre 0,5 e 2,5nm (Mehta e Manmohan, 1980).

Figura 3.12 – Dimensão da ZTI e de alguns compostos do concreto

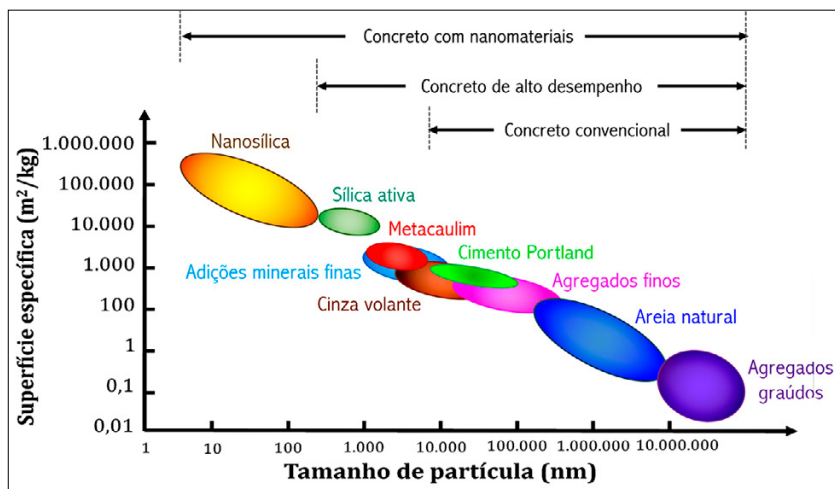


Fonte: Elaborada pelos autores. Baseada em dados de Mehta e Monteiro (2014, p. 31).

Conforme já mencionado, diversas adições podem ser empregadas em associação ao cimento Portland, como cinza volante, adições minerais finas, metacaulim, sílica ativa e nanosílica. Quanto menor a partícula, menor sua área de superfície individual. Porém, para uma mesma massa, a sua área de superfície será maior, pois a superfície específica aumenta com a diminuição do tamanho da partícula, conforme Figura 3.13, aumentando a reatividade de um dado material. Isso faz com que o cimento seja melhor hidratado e tanto a

matriz da pasta de cimento quanto a ZTI atinjam melhor densificação, reduzindo a sua porosidade (Sanchez e Sobolev, 2010), considerando que outros efeitos (como a retração) não provoquem fissuração excessiva com uma cura adequada.

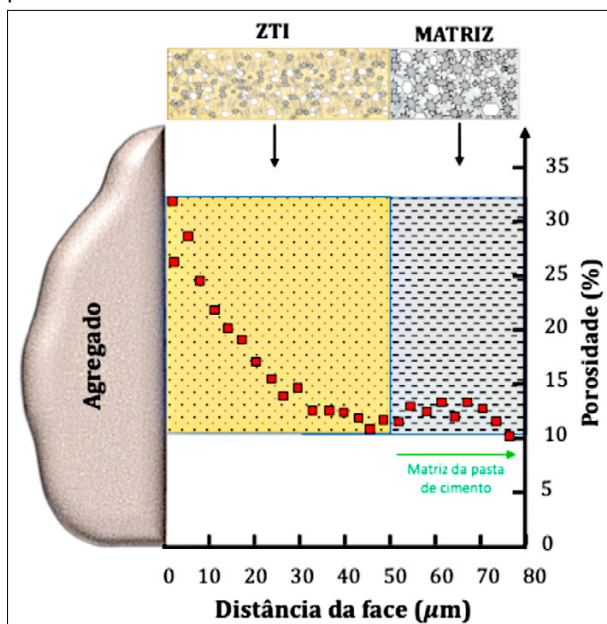
Figura 3.13 – Dimensões e superfície específica de materiais usados em concretos



Fonte: Adaptada de Sanchez e Sobolev (2010, p. 2065).

Quanto mais distante da face do agregado, menor e mais estável é a porosidade da pasta de cimento hidratada (Neville (2015) e Larbi (2018)). Analisando a Figura 3.14, é possível notar que a porosidade, mesmo dentro da ZTI, varia consideravelmente. Quanto mais próximo da face do agregado, maior é a porosidade, sendo que esta passa a ser reduzida ao se afastar da face do agregado em direção à pasta de cimento, até atingir aproximadamente 50µm. Após essa distância, a porosidade se mantém estável, visto que, a partir daí, já se encontra a matriz da pasta de cimento.

Figura 3.14 – Efeito da distância da face do agregado na porosidade da ZTI



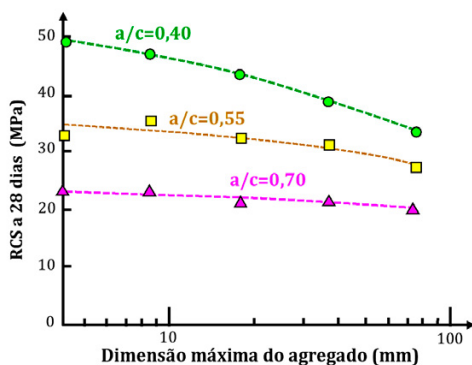
Fonte: Adaptada de Scrivener e Gariner (1988, p. 6).

3.5 Fatores que afetam a ZTI e a resistência do concreto

A ZTI é consideravelmente afetada por alguns fatores como a dimensão do agregado (Elsharief *et al.* (2003) e Akçaoglu *et al.* (2004)), a relação a/c (Elsharief *et al.* (2003) e Gao *et al.* (2014)); o tipo (Mehta e Monteiro, 2014) e o teor de agregados (Gao *et al.*, 2014); a idade de cura (Gao *et al.*, 2014); os aditivos químicos e as adições minerais (Mehta e Monteiro (2014) e Neville (2015)); e, por conseguinte, a resistência do concreto é afetada pela qualidade da ZTI. A Figura 3.15 mostra o efeito da dimensão máxima do agregado na resistência a compressão simples (RCS) do concreto com três diferentes relações a/c: 0,4; 0,55 e 0,70. Nota-se que, quando a relação é maior (como a/c = 0,70), existe uma variação relativamente

pequena no efeito da dimensão do agregado na RCS. Por outro lado, quando a relação é menor (como $a/c = 0,40$), existe uma influência considerável no efeito da dimensão do agregado na RCS. Nesse último caso, reduz-se de aproximadamente 50 para 35MPa (Cordon e Gillispie, 1963). A explicação para isso se baseia no fato de que quanto menor a relação a/c , menor será a porosidade na ZTI. Ao se adicionar agregados graúdos, há um aumento de volume da ZTI no compósito, fazendo com que haja uma perda da resistência. Complementando, quando os valores de relação a/c são mais elevados (0,70), há uma tendência a que a simples adição de agregados graúdos não tenha a mesma capacidade de redução na RCS quando comparada a menores a/c (0,40). Isso pode se dar pelo fato de a porosidade da pasta, para relações a/c tão elevadas (inclusive vedadas de uso nas principais normativas de concreto) ser já tão alta que a presença dos agregados graúdos, e consequente formação de ZTI, não é mais o fator determinante para a resistência do compósito.

Figura 3.15 – Efeito da dimensão do agregado na resistência à compressão do concreto



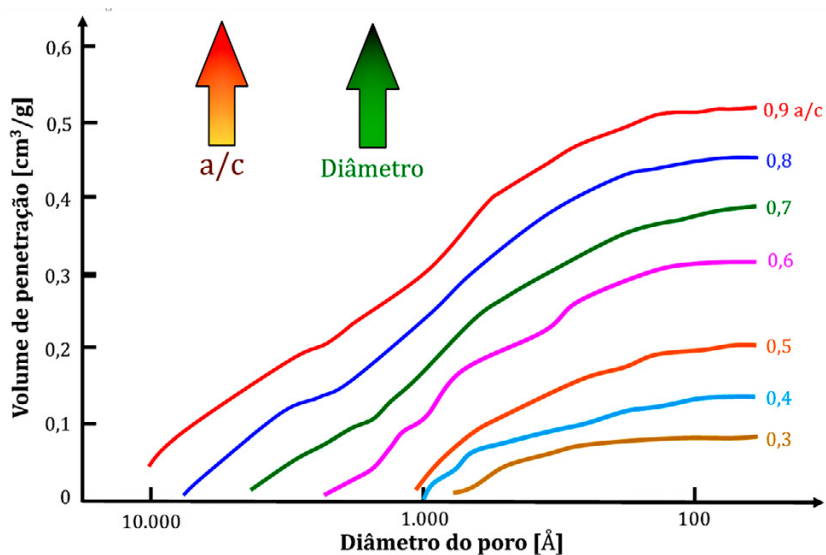
Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 57).

Por consequência desse efeito dos agregados graúdos, em concretos de cada vez maior resistência (em especial aqueles em que a resistência pretendida ultrapassa a resistência das próprias rochas utilizadas na fabricação de agregados da ordem de 80MPa), é comum a

supressão dos agregados graúdos. É o caso dos chamados “concretos” de ultra alto desempenho, em que o agregado graúdo não é mais presente. A rigor, trata-se de uma argamassa e não de um concreto.

Na Figura 3.16, ao fixar o tamanho do poro, nota-se que quanto maior for a relação a/c, maior é a permeabilidade do composto (Mehta e Manmohan, 1980). Por outro lado, Mehta e Monteiro (2014) mencionam que não é apenas a porosidade total, mas a distribuição de tamanho dos poros que realmente controla a resistência, a permeabilidade e as alterações volumétricas na pasta de cimento endurecida. Poros grandes influenciam mais a resistência à compressão e a permeabilidade, enquanto poros menores têm influência maior na retração por secagem e na fluência.

Figura 3.16 – Impacto da relação a/c no diâmetro dos poros do concreto



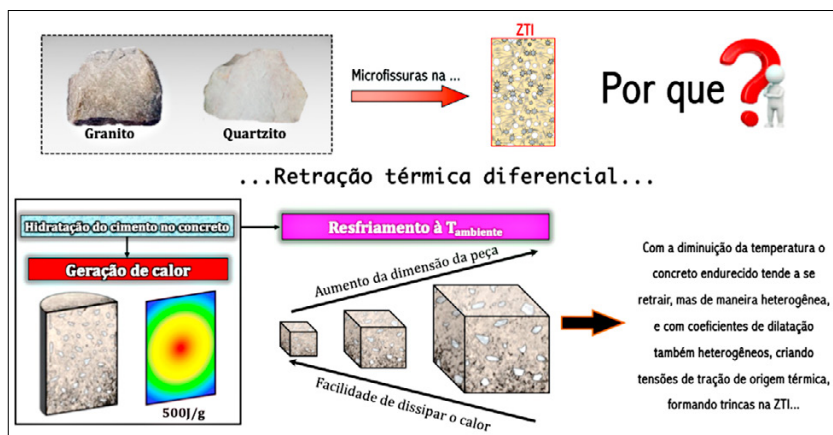
Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 33).

O teor de agregados graúdos tem efeito limitado na ZTI e na resistência de concretos de baixa resistência, entretanto, em concretos de alta resistência, o papel do teor de agregados é relevante. Em concretos com baixa relação a/c, a porosidade é baixa na ZTI e

na matriz. Assim, quando se aumenta o teor de agregados graúdos nesse tipo de concreto, está-se aumentando o volume total da ZTI que envolve os agregados e, portanto, reduzindo consideravelmente sua resistência (Mehta e Monteiro, 2014).

Determinados tipos de agregados, como o granito ou quartzo, podem desenvolver microfissuras na ZTI, devido à retração térmica diferencial (Mehta e Monteiro, 2014), conforme ilustrado na Figura 3.17. Segundo Neville (2015), a hidratação do cimento é uma reação exotérmica que libera uma energia de até 500J/g. Para referência, note-se que são considerados cimentos de baixo calor de hidratação, no Brasil, aqueles que liberam até 270 J/g de calor nas primeiras 41 horas após o contato com a água (ABNT NBR 16697, 2018). Quanto maior for o volume da peça concretada, mais difícil é o seu resfriamento à temperatura ambiente. Assim, o concreto ganha temperatura e aumenta de volume. Após determinado período, a temperatura cai, mas de maneira heterogênea nas peças concretadas, e com coeficientes de dilatação também heterogêneos dentro do concreto, de maneira que o material tende a se retrair diferencialmente, com impedimentos internos parciais, criando tensões de origem térmica e formando trincas na ZTI.

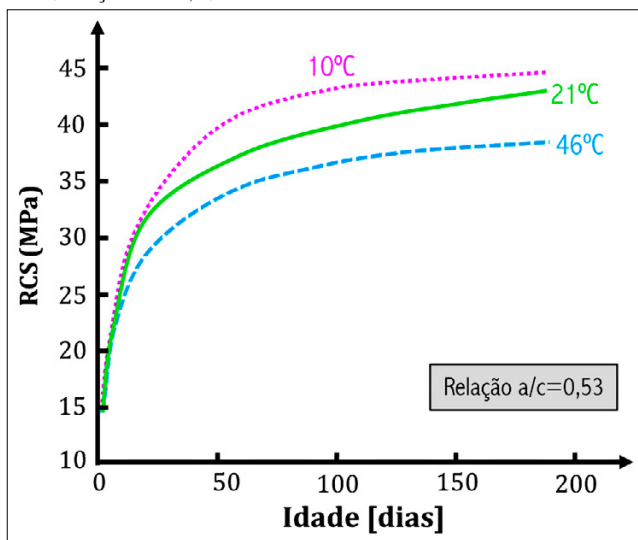
Figura 3.17 – Efeito do tipo de agregados na ZTI e na resistência do concreto



Fonte: Elaborada pelos autores.

As temperaturas de lançamento e cura do concreto controlam o grau de hidratação do cimento e, por isso, exercem profunda influência na formação da ZTI e na taxa resistência final do concreto. De acordo com Mehta e Monteiro (2014), a cura do concreto envolve uma combinação de condições que promovem a hidratação do cimento, como tempo, temperatura e umidade. Analisando a Figura 3.18, nota-se que maiores temperaturas provocam hidratação do cimento mais rapidamente, todavia como explica o *Concrete Manual* (1981), quanto menor a temperatura de cura, maior será a resistência final do concreto, visto que temperaturas mais baixas (dentro de limites seguros) retardam a hidratação, mas permitem uma formação mais estável e densa de produtos de hidratação, cf. Figura 3.19.

Figura 3.18 – Impacto da idade e da temperatura de cura na ZTI (relação a/c 0,5)



Fonte: Adaptada de *Concrete Manual* (1981, p. 26).

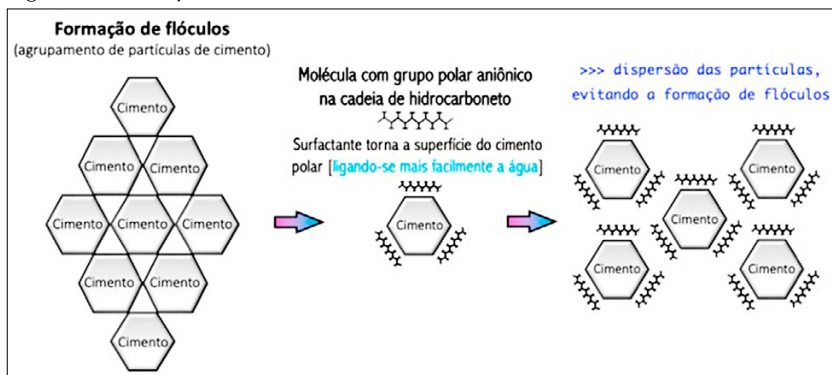
O uso de aditivos, como plastificantes e incorporadores de ar, e adições, como os materiais pozzolânicos, possui algumas finalidades como:

- aumentar a plasticidade do concreto sem aumentar o consumo de água;
- reduzir a exsudação e a segregação;
- retardar ou acelerar o tempo de pega;
- acelerar as taxas de desenvolvimento da resistência nas primeiras idades;
- reduzir a taxa de evolução do aquecimento;
- aumentar a durabilidade do concreto em condições específicas de exposição.

Conforme visto até aqui, o C-S-H é a principal fase da pasta de cimento hidratada presente no concreto, e os Ca(OH)_2 podem ser considerados heterogeneidades da microestrutura e acabam por limitar sua resistência. Um exemplo de solução de baixo custo para resolver essa questão é a adição de cinza volante, que, ao se misturar com o Ca(OH)_2 , forma produtos semelhantes ao C-S-H em composição e propriedades, além de reduzir o volume total e o tamanho dos poros (Mehta e Monteiro, 2014).

A Figura 3.19 mostra que as partículas de cimento tendem a formar flóculos devido às suas cargas, e isso é indesejável, pois dificulta a hidratação. Nesses casos, a utilização de aditivos plastificantes (redutores de água) torna a superfície do cimento polar, o que leva a uma menor necessidade de volume de água, já que a superfície do cimento se ligará à parte polar da água com mais facilidade. Por outro lado, essas partículas de cimento envoltas em uma cadeia polar tendem a se dispersar, evitando a formação de flóculos (Lea, 1971). Note-se que, como o efeito é superficial, pequenos teores volumétricos de aditivo acabam por produzir grandes efeitos em propriedades volumétricas, como, no seguinte exemplo, o comportamento reológico do concreto.

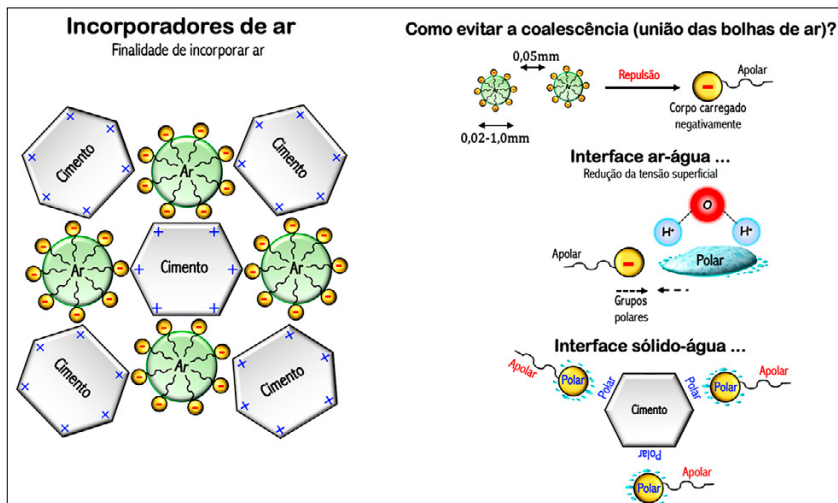
Figura 3.19 – Impacto dos materiais tensoativos (surfactantes) na ZTI



Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 286).

Os aditivos incorporadores de ar têm por finalidade incorporar essa matéria aos flóculos de cimento para evitar a coalescência (união das bolhas de ar) (Lea, 1971). Esses aditivos possuem o corpo polar, que é atraído pela água e pelo cimento, enquanto sua cauda é apolar (Kreijger, 1980), conforme Figura 3.20. Porém, deve-se se perguntar: se o ar pode aumentar a porosidade do compósito, por que usar um aditivo incorporador de ar? Primeiramente, a presença de microbolhas altera o comportamento reológico do material no estado fresco, podendo melhorar sua trabalhabilidade (fluidez e/ou plasticidade), reduzir a exsudação, reduzir as cargas sobre as estruturas etc. (Du e Folliard, 2005). No estado endurecido, devido ao fato de que as bolhas não são conectadas, as microbolhas não constituem uma porosidade que gere permeabilidade, podendo diminuir a permeabilidade, ao contrário do que uma primeira intuição poderia sugerir. Finalmente, em regiões de climas mais extremos, esse tipo de aditivo ajuda nos ciclos de congelamento e degelo, quando o compósito sofre expansão e retração.

Figura 3.20 – Mecanismo de funcionamento dos incorporadores de ar

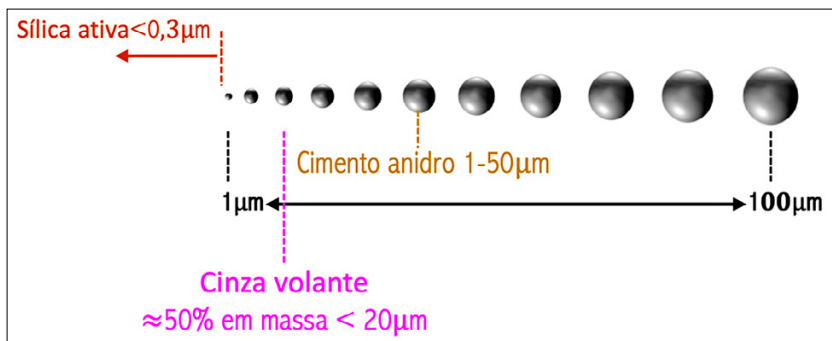


Fonte: Adaptada de Hewlett e Liska (2019, p. 643, 644, 645).

Conforme citado anteriormente, diversas adições minerais podem ser usadas para melhorar a qualidade da ZTI. Entre elas, podem ser citadas a cinza volante, a argila expandida e a sílica ativa. Analisando a Figura 3.21, é possível notar que o tamanho do cimento anidro varia entre 1 e 50 μ m; a cinza volante tem pelo menos 50% em massa menor do que 20 μ m; e a sílica ativa tem menos de 0,3 μ m (Mehta e Monteiro, 2014).

As partículas de cinza volante menores do que 10 μ m influenciam na resistência inicial do concreto até 28 dias; as que estão entre 10 e 45 μ m influenciam na resistência em idades posteriores, enquanto que aquelas maiores de 45 μ m são mais difíceis de hidratar (Mehta e Monteiro, 2014). O uso de cinza volante requer o uso de menos água (Berry e Malhotra, 1980), exerce influência na trabalhabilidade do concreto fresco e na velocidade de desenvolvimento de resistência no concreto endurecido (Mehta e Monteiro, 2014). Tanto a ZTI quanto a matriz são afetadas positivamente devido à redução no volume total e tamanho dos poros capilares.

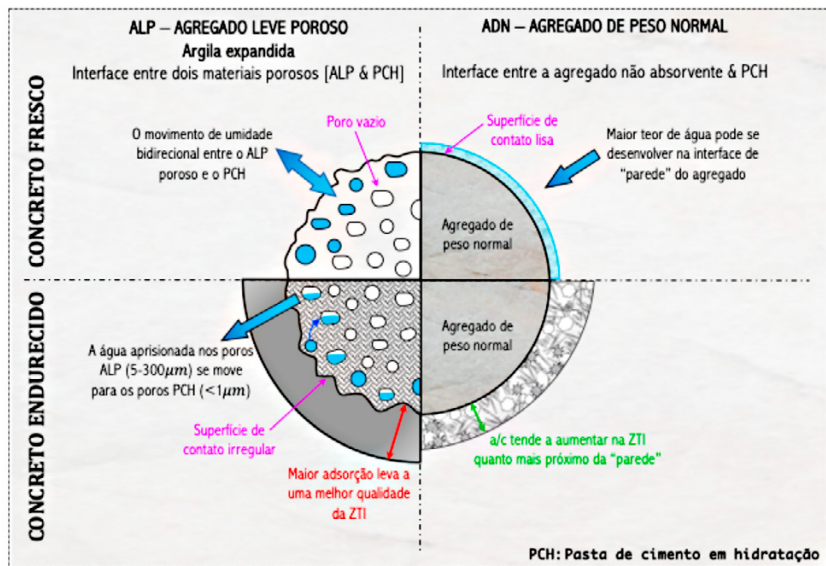
Figura 3.21 – Comparação da dimensão do cimento anidro com as adições minerais



Fonte: Elaborada pelos autores.

A melhoria da ZTI pelo uso de argila expandida ocorre porque ela armazena água de amassamento durante a produção do concreto fresco e, posteriormente, devolve-a à pasta de cimento durante a hidratação (Von Greve-Dierfeld, 2020). Devido ao fato de o agregado de peso normal ser mais liso, um maior teor de água tende a se acumular ao seu redor e isso leva a que a relação a/c nessa região seja maior. Por outro lado, em agregados leves porosos, como a argila expandida, a superfície irregular tende a melhorar a adsorção da água, fazendo com que a ZTI tenha melhor qualidade (Expanded Shale, Clay & Slate Institute, 2006), conforme Figura 3.22.

Figura 3.22 – Melhoria da ZTI pelo uso de argila expandida



Fonte: Adaptada de Expanded Shale, Clay & Slate Institute (2006, p. 4).

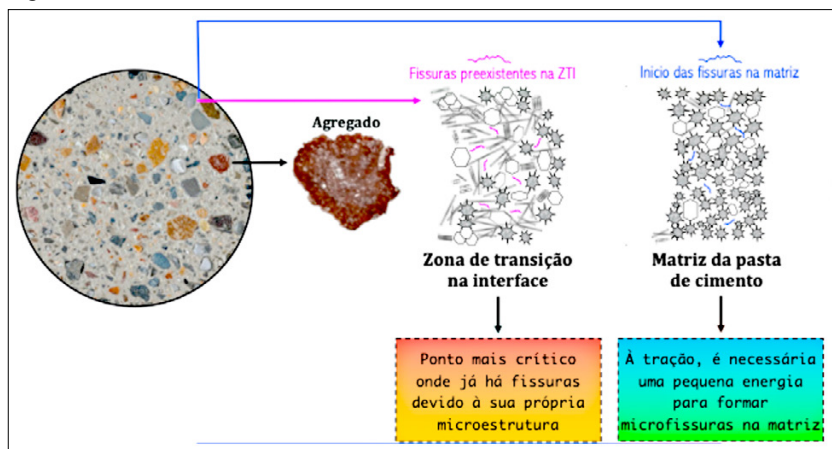
A sílica ativa, também conhecida como microsílica, fumo de sílica ou fumo de sílica condensado, possui dimensões aproximadas entre 0,03 e 0,3µm. Ela ocupa espaço entre os grãos de cimento, pois sua superfície específica é de 22.000m²/kg, enquanto que a do cimento varia entre 200 e 500m²/kg; e acelera a reação com o hidróxido de cálcio produzido pela hidratação do cimento Portland, além de reduzir, ou até mesmo eliminar, a exsudação e melhorar a coesão da mistura (Neville, 2015). A sílica ativa também contribui para a densificação e o refinamento de granularidade da pasta de cimento e da ZTI. Pastas de cimento com sílica ativa apresentam trincas mais finas (Mehta e Monteiro (2014) e Bache (1986)).

3.6 Impacto da ZTI na resistência do concreto

A resistência do concreto normalmente é muito menor quando submetida à tração se comparada à compressão. Devido à porosidade

e à própria microestrutura da ZTI, é comum que já existam microfissuras nesta região, conforme Figura 3.23. Quando o concreto está submetido a forças de tração, é necessária uma pequena energia para formar microfissuras na matriz, enquanto que, quando submetido a forças de compressão, é necessária uma carga mais elevada para a formação de fissuras.

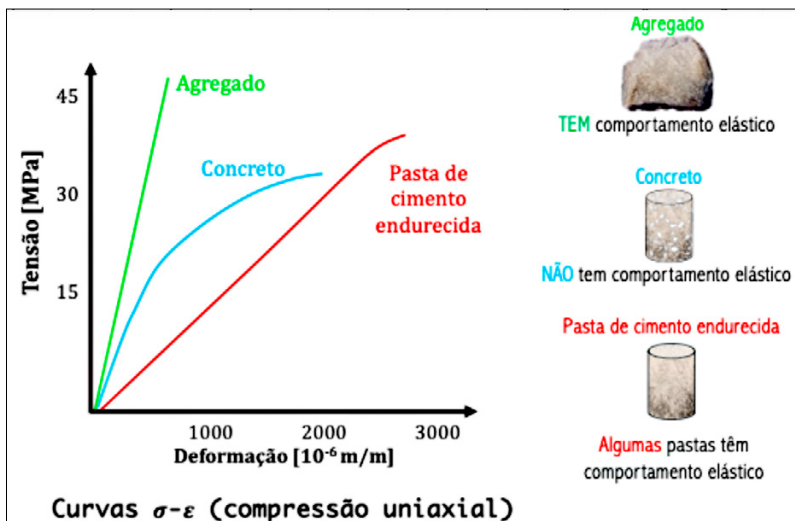
Figura 3.23 – Fissuras na ZTI e na matriz



Fonte: Elaborada pelos autores.

Conforme as curvas de σ vs. ε (compressão uniaxial) mostradas na Figura 3.24, o agregado possui comportamento “elástico”, assim como as pastas de cimento. O concreto, por sua vez, não possui comportamento “elástico” (Hsu, 1971). As propriedades dos materiais compósitos complexos não precisam ser iguais à soma das propriedades de seus componentes. Assim, a pasta de cimento hidratada e os agregados apresentam propriedades elásticas lineares, mas o concreto não (Mehta e Monteiro, 2014).

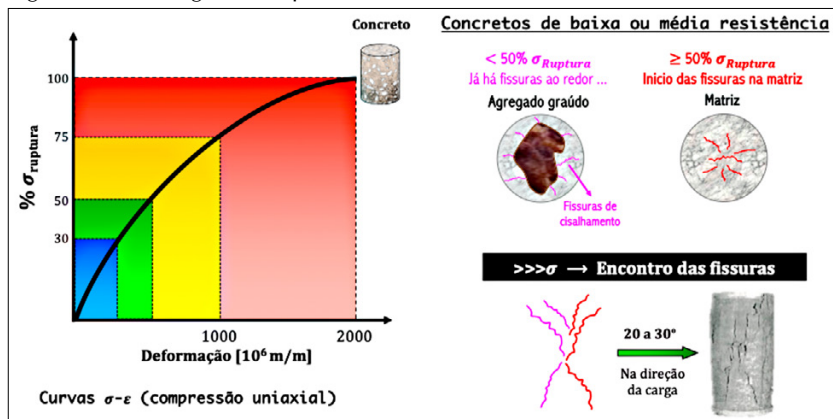
Figura 3.24 – Diagrama σ vs. ε de diferentes materiais



Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 88).

A Figura 3.25 mostra os estágios da ruptura do concreto submetido a compressão. No estágio 1 (até 30% da $\sigma_{RUPTURA}$), as fissuras da ZTI permanecem estáveis. Assim a curva de σ vs. ε permanece aproximadamente linear, conforme se costuma considerar em muitas normas de ensaio de módulo de elasticidade. No estágio 2 (entre 30 e 50% da $\sigma_{RUPTURA}$), há um aumento de fissuras na ZTI, porém estas ainda se encontram estáveis. No estágio 3 (entre 50 e 75% da $\sigma_{RUPTURA}$), as fissuras na ZTI já estão instáveis e se inicia a propagação de fissuras na matriz. Por fim, no estágio 4 (entre 75 e 100% da $\sigma_{RUPTURA}$), há uma rápida propagação de fissuras na ZTI e na matriz (Mehta e Monteiro (2014) e Glucklich (1968)).

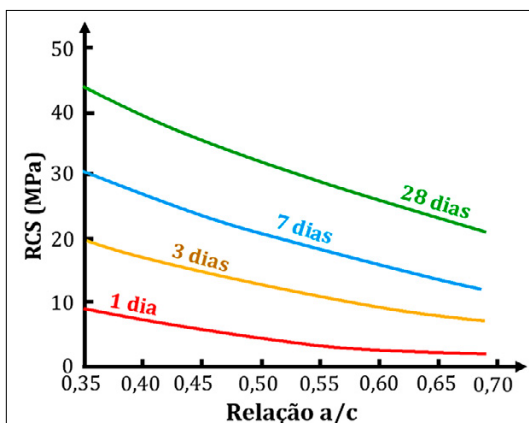
Figura 3.25 – Estágios da ruptura do concreto



Fonte: Adaptada de Glucklich (1968, p. 181).

Em concretos de baixa e média resistência, ao se aumentar a relação a/c, a RCS é diminuída pelo aumento da porosidade na ZTI, independente do tempo de cura úmida. Analisando a Figura 3.26, nota-se que, para uma mesma relação a/c, quanto maior o tempo de cura úmida, maior a RCS do concreto, o que é explicado pela contínua hidratação deste (PCA, 1988).

Figura 3.26 – Efeito da relação a/c na RCS do concreto

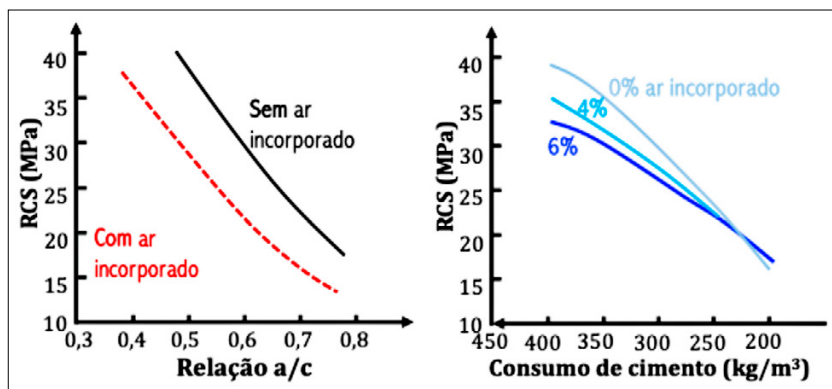


Fonte: Adaptada de PCA (1988, p. 6).

Ao se reduzir muito pouco a relação a/c , em concretos de alta resistência e com relação $a/c < 0,3$, há um aumento na resistência à compressão devido à melhoria da microestrutura da ZTI com a redução do tamanho dos cristais produtos da hidratação, o que aumenta sua área superficial e diminui a porosidade na região mais frágil do concreto (Mehta e Monteiro (2014) e PCA (1988)).

A presença de mais ar no concreto, seja pelo adensamento inadequado ou pela incorporação de ar por conta do uso de aditivos, pode ter impactos negativos na ZTI e na resistência do concreto. Em concretos com alto consumo de cimento, o aumento do teor de ar reduz consideravelmente a resistência. Por outro lado, em concreto com baixo consumo de cimento, o aumento do teor de ar pode variar entre uma redução leve e um ganho na resistência. Principalmente em concretos com baixo consumo de água e cimento, o ar aumenta a plasticidade e a compacidade, assim como se dá uma melhoria na ZTI (Cordon e Gillispie (1963) e *Concrete Manual* (1981)). Analisando a Figura 3.27(a), nota-se que, independente da relação a/c , a incorporação de ar reduz a RCS do concreto. Já na Figura 3.27(b), em consumo de cimento menores que aproximadamente 220kg/m^3 , a incorporação de ar produziu concretos com RCS maior do que em concretos sem ar incorporado.

Figura 3.27 – Efeito da incorporação de ar na ZTI e na resistência do concreto



Fonte: Adaptada de Mehta e Monteiro (2014, p. 55).

3.7 Produção científica voltada à zona de transição na interface entre o agregado gráúdo e a pasta de cimento Portland

Especificamente, este tópico 3.7 traz alguns resultados de artigos científicos que têm por finalidade mostrar a relevância da ZTI nas propriedades do concreto. Os artigos usados como principais referências são, respectivamente:

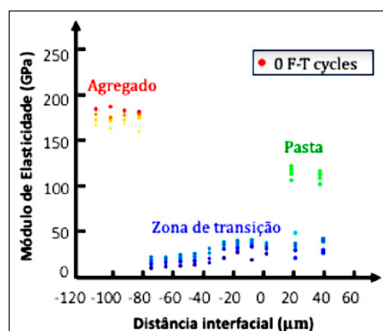
- Debonding behaviors and micro-mechanism of the interface transition zone in sandstone-concrete interface in response to freeze-thaw conditions (Pan *et al.*, 2021);
- Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates (Poon; Shui; Lam, 2004);
- Effect of recycled coarse aggregate on the new interfacial transition zone concrete (Djerbi, 2018).

3.7.1 Qual o efeito da ZTI de concretos com arenito em condições de congelamento e degelo?

O objetivo do estudo de Pan *et al.* (2021), foi fornecer uma referência para avaliar as mudanças microestruturais que ocorrem em ZTI rocha-concreto expostas a ambientes de congelamento e descongelamento. Os ensaios foram o *Freeze-thaw* (ensaio de congelamento e descongelamento ou de gelo-degelo), estereomicroscopia, microscopia eletrônica de varredura (MEV) e nanoindentação.

A Figura 3.28 mostra o resultado da indentação da ZTI do concreto com agregado arenítico. O arenito teve módulo aproximado entre 150 e 200GPa, enquanto a pasta teve entre 100 e 150GPa. A ZTI apresentou módulo de elasticidade abaixo de 50GPa (Pan *et al.*, 2021). A pasta de cimento teve módulo de elasticidade no mínimo duas vezes maior do que a ZTI, mostrando que essa propriedade também é afetada pela microestrutura da ZTI e da matriz da pasta de cimento.

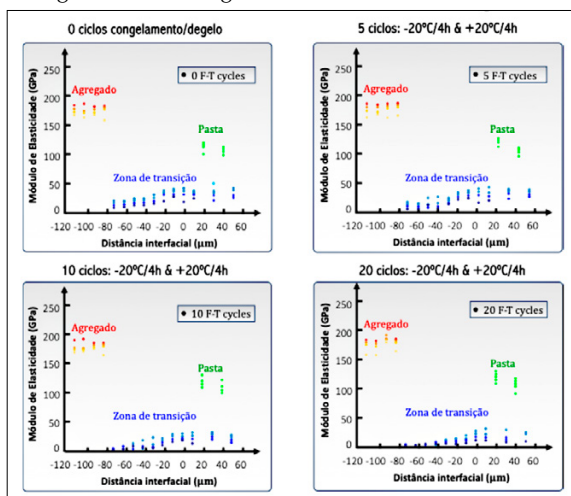
Figura 3.28 – Resultado da indentação no concreto com agregado arenítico em pontos em diferentes distâncias da interface com o agregado



Fonte: Adaptada de Pan *et al.* (2021, p. 4).

Notou-se uma redução do módulo de elasticidade com o aumento dos ciclos de gelo-degelo. Os ciclos mudaram a espessura da ZTI: entre 0 & 5 ciclos a espessura foi de 60μm; entre 10 & 20 ciclos foi de 70-80μm. Com o aumento do número de ciclos, os microporos do arenito aumentam gradualmente e se conectam para formar macroporos, conforme Figura 3.29.

Figura 3.29 – Resultado da indentação com diferentes ciclos de congelamento e degelo



Fonte: Adaptada de Pan *et al.*, (2021, p. 4).

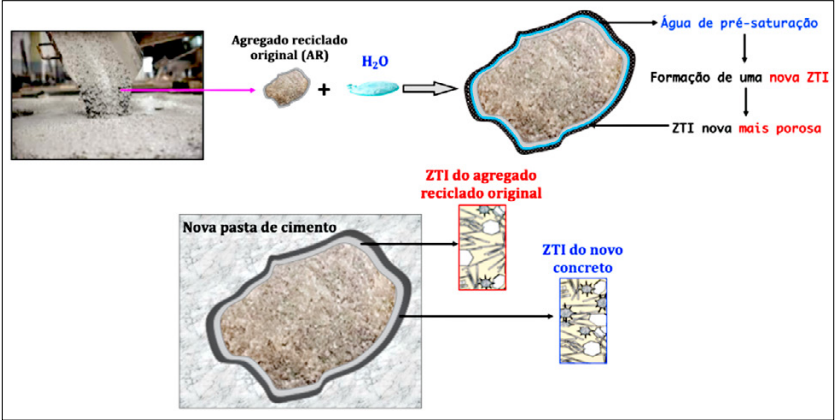
Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Pan *et al.*, 2021):

- os valores de módulo de elasticidade da ZTI diminuem com o aumento do número de ciclos de gelo-degelo; e existe uma relação linear entre o módulo de elasticidade;
- existe uma correlação positiva entre a espessura da ZTI e o número de ciclos de gelo-degelo. A espessura da ZTI aumenta gradualmente de 60 μ m (inicial, antes dos ciclos de gelo-degelo) a 80 μ m após 20 ciclos de gelo-degelo. O aumento da espessura da ZTI induz descolamento e fissuração da interface, e uma zona sensível com alta porosidade e baixo desempenho aparece na interface do agregado;
- conforme o número de ciclos de gelo-degelo aumenta, as microtrincas na ZTI se propagam e penetram ao longo da ponta da trinca sob a cristalização e pressão da água descongelada. A tensão gerada durante o congelamento faz a ZTI expandir, tornando mais frágil a interface de arenito com a pasta de cimento.

3.7.2 Qual o efeito da microestrutura da ZTI na resistência à compressão de concretos preparados com agregados reciclados?

O objetivo do estudo de Poon; Shui; Lam (2004) foi avaliar a microestrutura e o desenvolvimento de resistência de concretos preparados com diferentes teores de agregados reciclados (ARs). Foram usados dois tipos de AR, um de resistência normal e outro derivado de concreto de alto desempenho preparado com sílica ativa como substituto parcial do cimento. Ao se adicionar um agregado reciclado em um novo concreto, o agregado reciclado tende a formar uma nova ZTI mais porosa, conforme Figura 3.30.

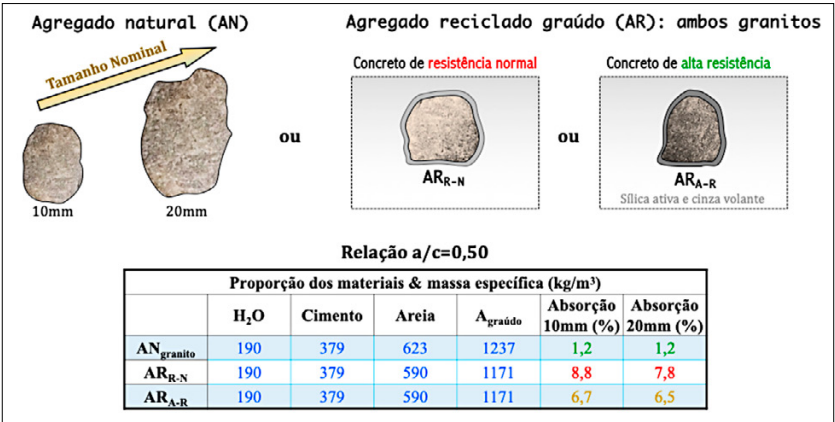
Figura 3.30 – Representação da nova ZTI formada ao redor do agregado reciclado



Fonte: Elaborada pelos autores.

O agregado natural (AN) usado no estudo era um granito, sendo este substituído, em algumas amostras, por ARs de concretos de resistência normal (AR_{R-N}) e de alta resistência (AR_{A-R}), conforme a Figura 3.31. A absorção dos três agregados permanece muito próxima ao se comparar agregados de 10 e 20mm.

Figura 3.31 – Materiais usados no estudo (Poon; Shui; Lam, 2004)

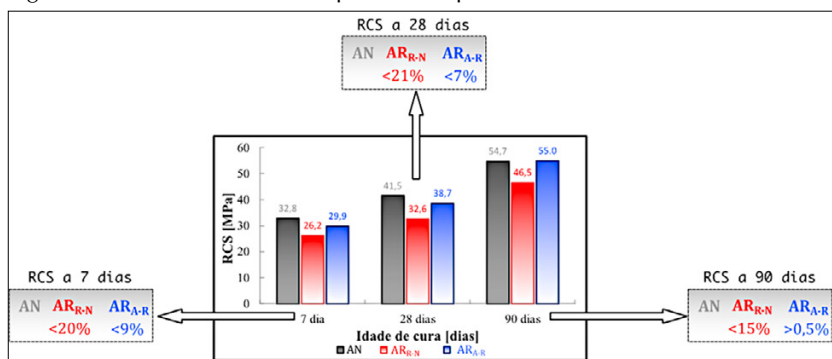


Fonte: Elaborada pelos autores.

Em relação à microestrutura, o concreto com AN mostrou a formação de etringita e cristais de Ca(OH)_2 , com poros irregulares na ZTI de $5\mu\text{m}$ e tiras de $50\mu\text{m}$. O concreto com $\text{AR}_{\text{R-N}}$ se mostrou semelhante ao concreto com AN. Por outro lado, o concreto com $\text{AR}_{\text{A-R}}$ mostrou poros de aproximadamente $10\mu\text{m}$ e volume de poros menor, além de uma matriz da pasta de cimento mais densa (Poon; Shui; Lam, 2004).

O efeito do uso de diferentes agregados reciclados na RCS é mostrado na Figura 3.32. Devido ao fato de o $\text{AR}_{\text{R-N}}$ ter uma ZTI mais porosa e o $\text{AR}_{\text{A-R}}$ ter uma ZTI mais densa em todas as idades de cura (7, 28 ou 90 dias), o concreto com agregado reciclado oriundo de um concreto de alta resistência possuiu uma RCS mais elevada do que o concreto produzido com $\text{AR}_{\text{R-N}}$.

Figura 3.32 – Resistência à compressão simples dos concretos analisados



Fonte: Baseada em informações de Poon; Shui; Lam, (2004).

O concreto com $\text{AR}_{\text{R-N}}$ teve RCS de 20, 21 e 15% menor do que o concreto com AN em 7, 28 ou 90 dias, respectivamente; enquanto que o concreto com $\text{AR}_{\text{A-R}}$ teve RCS de 9 e 7% menor do que o concreto com AN em 7 e 28 dias, além de ter um valor 0,5% superior a 90 dias de cura (Poon; Shui; Lam, 2004).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Poon; Shui; Lam, 2004):

- o concreto preparado com o agregado reciclado derivado de concreto de alto desempenho desenvolveu maior resistência à compressão do que o concreto preparado com agregados

- oriundos de concreto de resistência normal reciclados em todas as idades de cura testadas;
- a resistência do concreto com agregado reciclado de alto desempenho atingiu a resistência do concreto preparado com o granito britado (natural) após noventa dias de cura;
- a diferença no desenvolvimento de resistência entre os concretos com concreto de alto desempenho e agregados reciclados de concreto de resistência normal foi devido a diferenças tanto na resistência dos agregados graúdos quanto nas propriedades microestruturais da ZTI;
- a microestrutura da ZTI no concreto com agregados reciclados parece ser um fator importante no desenvolvimento da resistência do concreto.

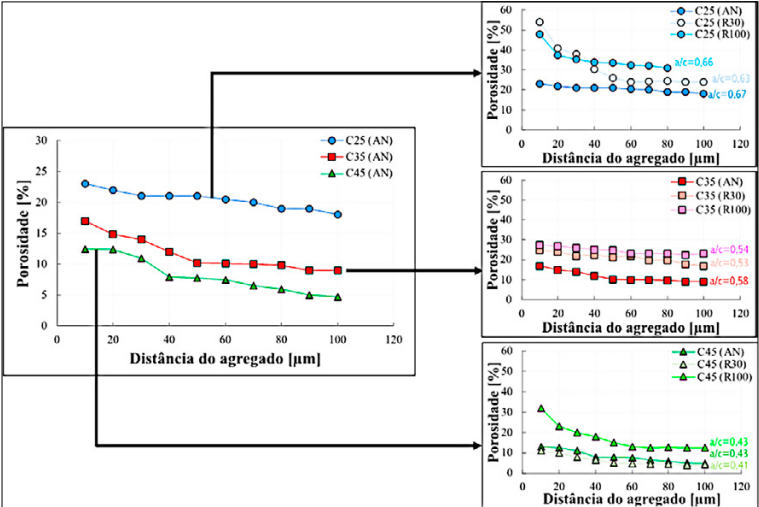
3.7.3 Qual o efeito do agregado graúdo reciclado na ZTI do novo concreto?

O objetivo do estudo de Djerbi (2018) foi avaliar o efeito de agregado graúdo reciclado na microestrutura da ZTI de três diferentes classes de resistência de concreto C25 (25MPa), C35 (35MPa) e C45 (25MPa) com relações *a/c* variáveis. O agregado reciclado foi usado para verificar as interações entre ele e a nova pasta, com os parâmetros para caracterização e comparação sendo a porosidade e os perfis anídeos avaliados por microscópio eletrônico de varredura (MEV).

Foram preparados nove conjuntos de corpos de prova de concreto: (i) três concretos de referência feitos com AN em três classes de resistência (C25/30, C35/45 e C45/55 de acordo com as especificações da norma EN 206); (ii) três concretos para os quais 30% do AN foi substituído por AR; e (iii) três concretos para os quais 100% do AN foi substituído por AR.

Analisando a Figura 3.33, nota-se que quanto maior a resistência do concreto, menor é a porosidade, e que a porosidade tende a reduzir com o aumento da distância da face do agregado. De forma geral, a porosidade do concreto com agregado reciclado foi maior do que a porosidade do concreto agregado natural. Quanto mais próximo ao agregado, maior a diferença de porosidade entre o concreto com agregado reciclado e o concreto com agregado natural (Djerbi, 2018).

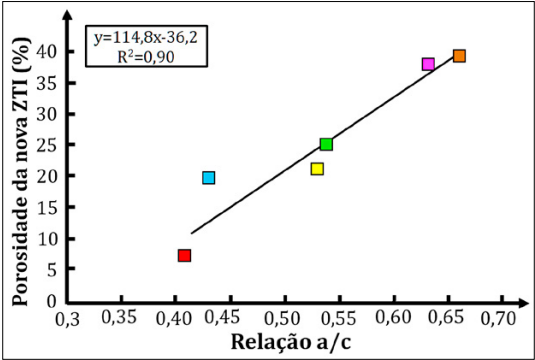
Figura 3.33 – Relação da porosidade com a distância da face do agregado graúdo em concretos com agregados naturais (AN) e com agregados reciclados (R30 e R100) em dois diferentes teores de substituição do AN (30% para R30 e 100% para R100)



Fonte: Adaptada de Djerbi (2018).

Os resultados mostraram que há forte correlação entre a/c e a porosidade da nova ZTI, conforme Figura 3.34. Quanto maior for a/c , maior será a porosidade na ZTI (Djerbi, 2018).

Figura 3.34 – Relação a/c vs. Porosidade na nova ZTI



Fonte: Adaptada de Djerbi (2018, p. 1032).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Dejerbi, 2018):

- além do “efeito parede”, a ZTI do agregado reciclado é influenciada pela água de pré-saturação. Esta água pode ser liberada pelo agregado reciclado na nova pasta desorganizando sua microestrutura (nova ZTI), gerando porosidade adicional ao redor do agregado reciclado do concreto;
- a redução da relação a/c dos concretos com agregados reciclados C25, C35 e C45 melhora o perfil de porosidade. Uma correlação linear foi obtida entre a porosidade da nova ZTI do concreto com agregado reciclado e a relação a/c;
- o concreto C45 com agregado reciclado com relação a/c de 0,41 tem menor porosidade e que o concreto de referência (a/c de 0,43).

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
ABNT NBR 16697. Cimento Portland-Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

AKÇAOGLU, T.; TOKYAY, M.; ÇELİK, T. Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression. *Cement and concrete composites*, v. 26, n. 6, p. 633-638, 2004.

BACHE, H. H. Fracture Mechanics in Design of Concrete Structures. In: WITTMAN, F. H. Fracture Toughness and Energy of Concrete. Amsterdam: Elsevier, 1986. p. 582.

BARNES, B. D.; DIAMOND, S.; DOLCH, W. L. The Contact Zone Between Portland Cement Paste and Glass “Aggregate” Surfaces. *Cement and Concrete Research*, v. 8, p. 233-244, 1978.

BERRY E. E.; MALHOTRA V. M. Fly ash for use in concrete - A critical review. *ACI J., Proc.* v., 77, 59-73, 1980.

CABRAL, E. *Aulas 01 e 02 - Aglomerante, Cal, Gesso e Cimento*. Universidade Federal do Ceará, 2022.

COLLEPARDI, M. A state-of-the art review on delayed ettringite attack on concrete. *Cement and concrete composites*, v. 25, p. 401-407, 2003.

CONCRETE MANUAL, 8th ed. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1981.

CORDON, W. A.; GILLISPIE, H. A. J. ACI Proc., v. 60, n. 8, p. 1029-1050, 1963.

COSTA, C. *et. Al.* Estudo de argamassas de base cimentícia por microscopia electrónica de varrimento. *Ciência & Tecnologia dos Materiais*, v. 21(3/4), p. 31-35, 2009.

DJERBI, A. Effect of recycled coarse aggregate on the new interfacial transition zone concrete. *Construction and Building Materials*, v. 190, p. 1023-1033, 2018.

DU, L.; FOLLIARD, K. J. Mechanisms of air entrainment in concrete. *Cement and concrete research*, v. 35, n. 8, p. 1463-1471, 2005.

ELSHARIEF, A.; COHEN, M.D.; OLEK, J. Influence of aggregate size, water to cement ratio and age on the microstructure of the interfacial transition zone. *Cement and concrete research*, v. 33, n. 11, p. 1837-1849, 2003.

EXPANDED SHALE, CLAY; SLATE INSTITUT E. *Internal Curing*. Using Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate. Publication n. 8 4362, 2006.

GAO, Y.; DE SCHUTTER, G.; YE, G.; TAN, Z.; WU, K. The ITZ microstructure, thickness and porosity in blended cementitious composite: effects of curing age, water to binder ratio and aggregate content. *Composites part b: engineering*, v. 60, p. 1-13, 2014.

GLUCKLICH, J. Proceedings of International Conference on the Structure of Concrete, *Cement and Concrete Association*, Wexham Springs. Slough, U.K., p. 176-185, 1968.

HADLEY, D. W.; DOLCH, W. L.; DIAMOND, S. On the occurrence of hollow-shell hydration grains in hydrated cement paste. *Cement and Concrete Research*, v. 30, n. 1, p. 1-6, 2000.

HALSTEAD, P. E. The early history of Portland cement. *Transactions of the Newcomen Society*, v. 34, n. 1, p. 37-54, 1961.

HEWLETT, P. C. *LEA'S Chemistry of Cement and Concrete*. 4. Ed. Elsevier, 1998.

HSU, T. C. *ACI Monograph 6*. p. 100, 1971.

JOHN, V. M. *Aula 03 - Hidratação e Microestrutura*. Universidade de São Paulo, 2017.

KJELSEN, K. O.; JUSTNES H. Revisiting the Microstructure of Hydrated Tricalcium Silicate-A Comparison to Portland Cement. *Cement and Concrete Composites*, v. 26, n. 8, p. 947-956, 2004.

KREIJGER P. C. Plasticisers and dispersing admixtures. In: *CI80 admixtures congress*, London. Lancaster: The Construction Press, p. 1-16, 1980.

LARBI, L. A. Microstructure of the interfacial zone around aggregate particles in concrete, *Heron*, 38, n. 1, 1993.

LEA, F. M. The Chemistry of Cement and Concrete. *Chemical Publishing Company*, New York, p. 596, 1971.

LOTENBACH, B.; SCRIVENER, K.; HOOTON, R. D. Supplementary cementitious materials. *Cement and concrete research*, v. 41, n. 12, p. 1244-1256, 2011.

LUCAS JÚNIOR, J. L. O.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; SOARES, J. B. Aggregate-binder adhesiveness assessment and investigation of the influence of morphological and physico-

chemical properties of mineral aggregates. *Road Materials and Pavement Design*, v. 20, n. sup1, p. S79-S94, 2019.

MASO, J. C. Proceedings of the Seventh International Congress on the Chemistry of Cements, *Editions Septima*, Paris, 1980.

MEHTA, P. K.; MANMOHAN, D. Proceedings of the Seventh International Congress on the Chemistry of Cements, *Editions Septima*, v. III, Paris, 1980.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto. *Microestrutura, propriedades e materiais*, v. 2, 2014.

MELO, S. K. *Estudo da formação de etringita tardia em concreto por calor de hidratação do cimento*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia e Construção Civil) – Universidade de Federal de Goiás, Goiás, 2010.

NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto*. 5. ed. Rio de Janeiro: Bookman, 2015.

ODLER, I. Hydration, setting and hardening of Portland cement. In: HEWLETT, Peter C. (Editor). *Lea's chemistry of cement and concrete*. 4. ed. China: Elsevier: Butterworth Heinemann, 2007, p. 241-298.

PAN, J. *et al.* Debonding behaviors and micro-mechanism of the interface transition zone in sandstone-concrete interface in response to freeze-thaw conditions. *Cold Regions Science and Technology*, v. 191, 2021.

PAULON, V. A.; DAL MOLIN, D.; MONTEIRO, P. J. M. Statistical analysis of the effect of mineral admixtures on the strength of the interfacial transition zone. *Interface Science*, v. 12, n. 4, p. 399-410, 2004.

PCA. Design and Control of Concrete Mixtures. 13. ed. *Portland Cement Association*, Skokie, p. 6. 1988.

POON, C. S.; SHUI, Z. H.; LAM, L. Effect of microstructure of ITZ on compressive strength of concrete prepared with recycled aggregates. *Construction and building materials*, v. 18, n. 6, p. 461-468, 2004.

SANCHEZ, F.; SOBOLEV, K. Nanotechnology in concrete—a review. *Construction and building materials*, v. 24, n. 11, p. 2060-2071, 2010.

SCRIVENER, K. L.; GARINER, E. M., Microstructural gradients in cement paste around aggregate particles, *Materials Research Symposium Proc.*, 114, p. 77-85, 1988.

VON GREVE-DIERFELD, S. *et al.* Understanding the carbonation of concrete with supplementary cementitious materials: a critical review by RILEM TC 281-CCC. *Materials and structures*, v. 53, n. 6, p. 1-34, 2020.

4

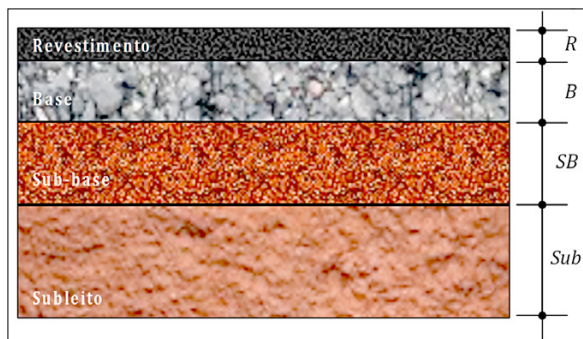
Interface entre camadas de pavimentos asfálticos

4.1 O pavimento como um sistema de camadas

A má ligação entre duas camadas de pavimento asfáltico é a causa de muitos defeitos, como o escorregamento, que ocorre frequentemente em locais onde o tráfego acelera/desacelera ou em curvas. Este é um dos problemas mais comumente observados relacionado à má ligação entre as camadas (West *et al.*, 2005).

Para entender o efeito da interação entre as camadas do pavimento em seu comportamento, primeiramente, é necessário compreender como se comportam essas camadas. A Figura 4.1 mostra um esquema de um perfil de um pavimento asfáltico que contém três camadas (sub-base, base e revestimento asfáltico, de baixo para cima), assentadas sobre uma plataforma chamada de subleito (Bernucci *et al.*, 2008). Quando o solo do terreno natural não tem bom comportamento geológico/geotécnico para pavimentação, é comum a adição de uma nova camada que fica disposta entre o subleito e a sub-base, comumente chamada de reforço do subleito.

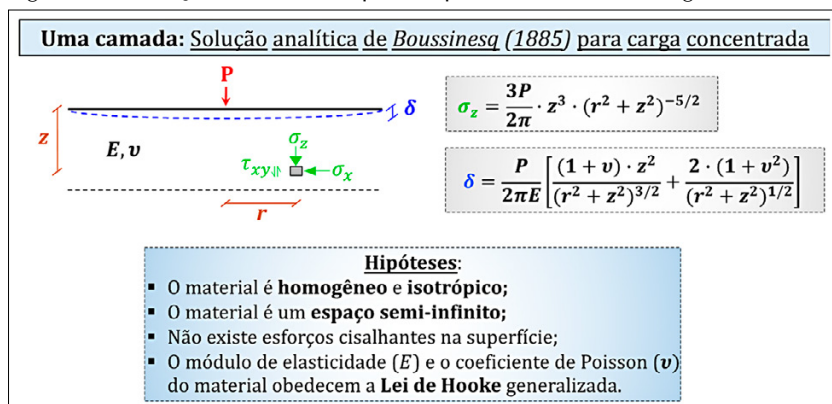
Figura 4.1 – Componentes do concreto



Fonte: Elaborada pelos autores.

No princípio, as soluções matemáticas para cálculo de tensões (σ), deformações (ε) e deslocamentos (δ) a partir de problemas envolvendo elasticidade linear em pavimentos evoluíram de soluções analíticas para uma camada (Boussinesq, 1885), para duas camadas (Burmister, 1943) e depois para três camadas (Burmister, 1945). A Figura 4.2 mostra a solução matemática para calcular a tensão vertical (σ_z) e a deflexão no ponto superficial de análise (δ), para uma única camada de Boussinesq, considerando a carga concentrada.

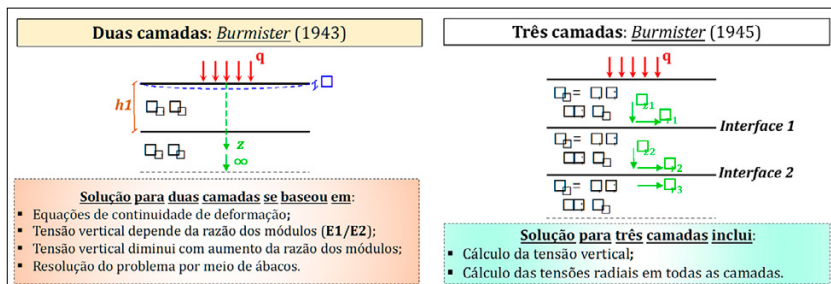
Figura 4.2 – Solução de Boussinesq (1885) para uma camada e carga concentrada



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 4.3 mostra as considerações e hipóteses usadas por Burmister para as soluções matemáticas de duas e três camadas.

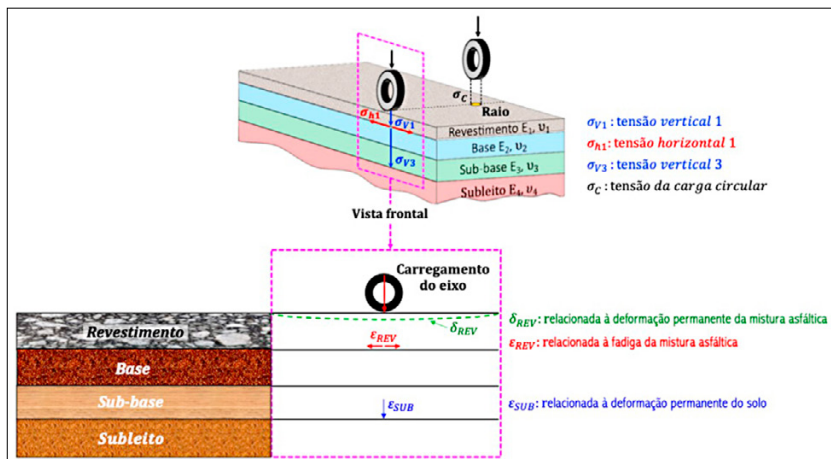
Figura 4.3 – Considerações de Burmister para duas (1943) e três camadas (1945)



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 4.4 mostra os pontos críticos de solicitação do pavimento. A deflexão (δ) na superfície do revestimento asfáltico em relação a uma referência fixa indica a deformação plástica devido à qualidade da mistura asfáltica ou ao sistema de camadas como um todo. No caso de se tratar de um deslocamento recuperável medido por *Falling Weight Deflectometer* (FWD) ou devido a uma carga móvel, com o sistema se comportando como elástico linear, esse comportamento é comumente associado à fadiga.

Figura 4.4 – Pontos críticos do pavimento



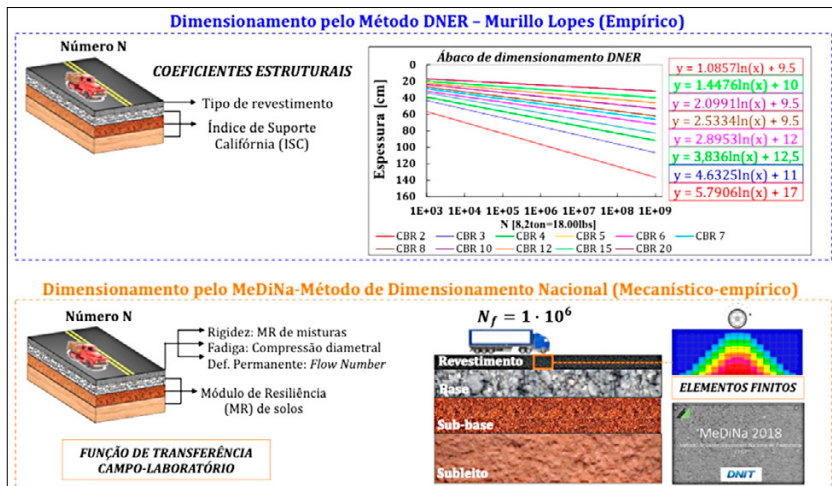
Fonte: Adaptada de Bernucci et al. (2008, p. 12) e Huang (2004, p. 3).

A deformação (ϵ_{REV}) no fundo do revestimento asfáltico está relacionada à fadiga da mistura asfáltica; enquanto que a deformação no topo do subleito está ligada à deformação permanente do sistema (Huang, 2004).

Em geral, o dimensionamento do pavimento asfáltico está centrado na determinação das espessuras das camadas para que o pavimento resista às cargas mecânicas e ao clima durante o tempo previsto de projeto. Diversos métodos de dimensionamento são usados para tanto. Entre eles, citam-se dois, o primeiro, desde a década de 1960 (com atualização em 1981), é amplamente usado no Brasil, enquanto o segundo vem sendo estudado/implementado (termo de execução descentralizada de 2015-2018, com atualizações até 2020) para substituição de modo gradual do anterior:

- Método empíricos – caso do Método de projeto de pavimentos flexíveis normatizado pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), utiliza o conceito de capacidade de suporte do subleito e dos materiais granulares, conforme Figura 4.5, por meio do ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), internacionalmente conhecido como *California Bearing Ratio* (CBR) (Souza, 1981);
- Método mecanístico-empírico utilizado no Brasil, conhecido como MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), é um programa computacional que dimensiona a estrutura do pavimento por meio de análise elástica de múltiplas camadas (DNIT, ano?), conforme Figura 4.5.

Figura 4.5 – Exemplo esquemático do dimensionamento por diferentes métodos



Fonte: Elaborada pelos autores.

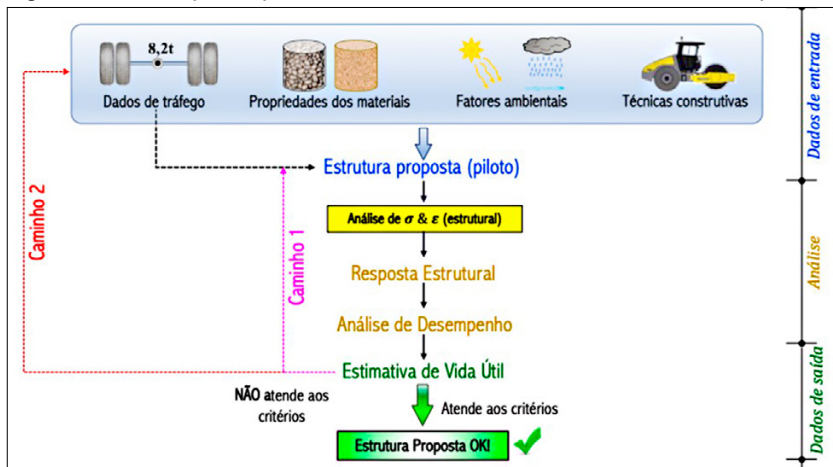
Diversos outros métodos mecanístico-empíricos têm sido usados para análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos, principalmente no meio acadêmico. Entre eles, podem ser citados o CAP3D-D (*Computational Analysis of Pavements-3D*) (Holanda *et al.*, 2006), desenvolvido na Universidade Federal do Ceará (UFC) e o FlexPAVE™ (*Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses*) (Guide, 2018), anteriormente conhecido como LVECD e desenvolvido na Universidade Estadual da Carolina do Norte (NCSSU), nos Estados Unidos. Ambos os métodos empregados nos referidos *softwares*, CAP3D-D e FlexPAVE™, analisam as seguintes propriedades:

- Rigidez – caracterização viscoelástica linear por meio do ensaio de módulo dinâmico por compressão axial, para determinar a rigidez das misturas asfálticas (AASHTO T 342, 2011).
- Deformação permanente – caracterização de deformação viscoplástica calibrada pelo *Shift Model* para determinar a evolução da deformação da mistura asfáltica (AASHTO TP 134, 2019).

- Fadiga – ensaio de tração-compressão (AASHTO TP 107-18, 2021) associado ao Modelo Simplificado de Dano Contínuo Viscoelástico (S-VECD) para determinar a evolução da fadiga da mistura asfáltica, indicada pela redução da rigidez (Underwood *et al.*, 2012).

Uma questão a ser observada é que a grande maioria dos métodos de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos desconsidera as interfaces entre as camadas, ou as considera como totalmente aderidas. A situação mais próxima da realidade é intermediária, ou seja, um meio termo entre as camadas adjacentes estarem totalmente aderidas e totalmente descoladas uma da outra. Mesmo nos casos de dimensionamento mais avançados, como os métodos mecânico-empíricos (Figura 4.6), que usam uma função de transferência Campo-Laboratório para determinar o efeito do tráfego, dos materiais, do clima e das técnicas construtivas nos defeitos do pavimento, a ligação entre as camadas é desconsiderada.

Figura 4.6 – Exemplo esquemático do dimensionamento mecânico-empírico

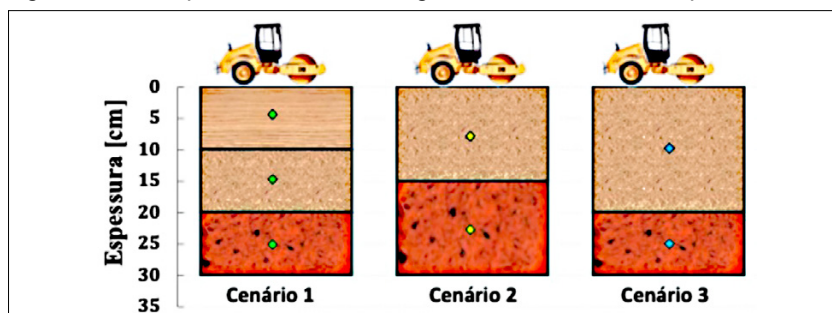


Fonte: Elaborada pelos autores.

4.2 Compactação por etapas de camadas granulares

No que toca à compactação das camadas granulares dos pavimentos, em teoria, compactar uma camada acabada de 10cm requer menos energia do que compactar uma camada de 15cm, o que, por sua vez, requer menos energia do que uma camada de 20cm. Isso ocorre devido ao maior confinamento do grão quando as camadas são mais delgadas, como mostrado na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Compactação de camadas granulares de diferentes espessuras



Fonte: Elaborada pelos autores.

De acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT IPR 716, 2006), em relação à espessura da camada compactada, O. J. Porter, na década de 1930, mencionou que o esforço necessário para se obter uma massa específica varia na razão direta do quadrado desta espessura. Assim, por exemplo, para uma espessura de 20cm, o número de passadas n é quatro vezes o necessário quando comparado àquele para uma espessura de 10cm, conforme Equação 4.1.

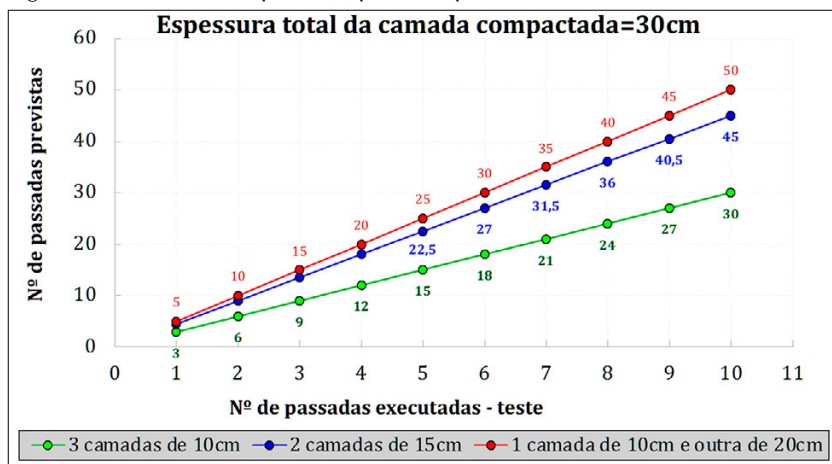
$$n_2 = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \quad \text{Eq. 4.1}$$

Em que: n_2 é o número de passadas respectivas à nova camada a ser compactada com espessura h_2 , enquanto h_1 é a espessura da camada já compactada em campo e com valor já conhecido.

Possivelmente, essa relação quadrática é influenciada pelo confinamento do material granular em campo, ou seja, o aumento linear da espessura da camada a ser compactada produz um aumento quadrático da energia necessária para compactá-lo, pois há maior resistência à compactação por parte do material.

A norma do DNIT IPR 716 (2006) descreve que os requisitos construtivos para a compactação de camadas granulares são as espessuras mínimas e máximas de compactação de 10 e 20cm, respectivamente; além da espessura mínima construtiva de 15cm. Por exemplo, se for necessário compactar 30cm de uma camada granular, surge um questionamento: é mais eficiente compactar (i) três camadas de 10cm, (ii) duas camadas de 15cm ou (iii) uma camada de 10cm e outra de 20cm? Para responder a esse questionamento, usamos a Equação 4.1 e chegamos ao resultado mostrado na Figura 4.8. Nesta figura, o eixo x, corresponde ao número de passadas no teste para atingir uma espessura (h_1), enquanto o eixo y corresponde ao número de passadas previstas (n_2) para compactar determinada espessura (h_2).

Figura 4.8 – Número de passadas previstas para os cenários analisados



Fonte: Elaborada pelos autores.

Nota-se que, para qualquer situação analisada, o número de passadas previstas para compactar os 30cm foi menor ao se escolher

três camadas de 10cm. O maior número de passadas previstos foi para a compactação de uma camada de 10cm e outra de 20cm.

Para conferir a utilização da Equação 4.1, aplicamos também as Equações 4.2 e 4.3 (equações de Boussinesq, 1885) para determinar as tensões verticais e os deslocamentos verticais nas mesmas configurações analisadas anteriormente, ou seja, (i) três camadas de 10cm, (ii) duas camadas de 15cm ou (iii) uma camada de 10cm e outra de 20cm. Algumas hipóteses simplificadoras foram adotadas, a saber: o material é homogêneo e isotrópico; e ocupa um espaço semi-infinito; não existem esforços cisalhantes na superfície; o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) do material obedecem à Lei de Hooke generalizada.

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot z^3 \cdot (r^2 + z^2)^{-5/2} \quad \text{Eq. 4.2}$$

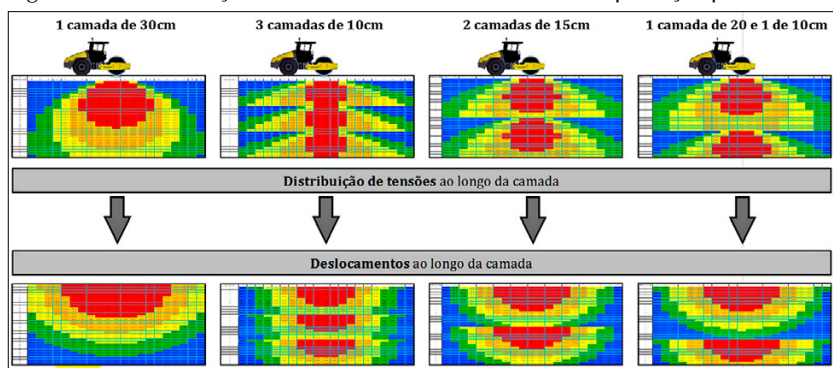
$$\delta = \frac{P}{2\pi E} \left[\frac{(1 + \nu) \cdot z^2}{(r^2 + z^2)^{3/2}} + \frac{2 \cdot (1 + \nu^2)}{(r^2 + z^2)^{1/2}} \right] \quad \text{Eq. 4.3}$$

Em que P é a carga concentrada, z é a distância vertical do ponto da superfície, r é a distância horizontal do ponto ao eixo central, ν é o coeficiente de Poisson e E é o módulo de elasticidade.

A Figura 4.9 mostra a distribuição de tensões e deslocamentos na compactação dos diferentes cenários analisados. A paleta de cores foi usada no entendimento de que os maiores valores de tensões (ν) e deslocamentos (δ) estão representados, em escala decrescente, nas cores vermelho, laranja, amarelo, verde e azul, respectivamente. Assim, nota-se que tanto o bulbo de tensões quanto o de deslocamentos atingem valores maiores quanto menor for a espessura compactada (três camadas de 10cm), ou seja, os maiores valores ν e de δ , foram correspondentes aos 30cm de espessura. No cenário de duas camadas de 15cm, 4cm dos 30cm da espessura total não atingiram os maiores valores de ν e δ . No cenário de uma ca-

mada de 10cm e outra de 20cm, 6cm dos 30cm da espessura total não atingiram os maiores valores v e δ . Adicionalmente, investigou-se a compactação de uma camada de 30cm. Nesse caso, os maiores valores de v e δ não atingiram os últimos 11cm da espessura total. Conclui-se que, assim como a relação de O. J. Porter, descrita em DNIT IPR 716 (2006), as equações de Boussinesq também mostraram que, em teoria, é mais vantajoso compactar camadas menos espessas. Nessa análise, foi considerado um rolo compactador com carga linear estática de 31,60kg/cm.

Figura 4.9 – Distribuição de tensões e deslocamentos na compactação por camadas



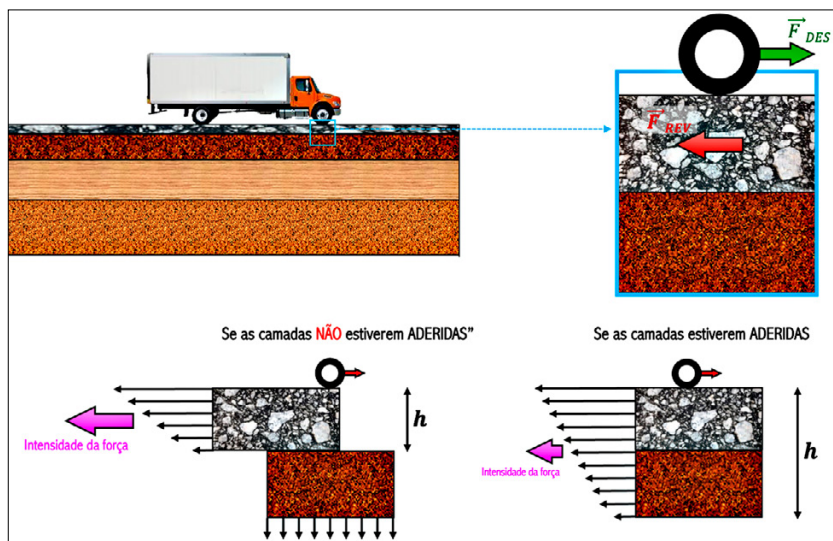
Fonte: Elaborada pelos autores.

É importante ressaltar que a compactação de camadas menos espessas acaba por transmitir maiores tensões ao longo da camada e faz surgir a complexidade do comportamento nas interfaces entre as camadas compactadas. Esse comportamento nas interfaces é difícil de ser acessado por experimentos em laboratório e mesmo por simulação computacional (afinal, precisa-se definir que tipo de lei constitutiva se dá na interface e determinar as constantes de tal lei, considerando que este comportamento nas interfaces afeta o comportamento mecânico de todo o sistema de camadas).

4.3 A aderência entre as camadas do pavimento

Quando um veículo trafega na superfície do pavimento, para que o pneu se desloque é necessária uma força agindo em sentido oposto. De forma geral, quanto maior for a espessura das camadas, menor será o deslizamento horizontal que o tráfego causará. Assim, se as duas primeiras camadas do pavimento (revestimento e base) não estiverem aderidas, o revestimento asfáltico tende a deslizar sobre a camada de base, conforme Figura 4.10. Caso as camadas estejam completamente aderidas, não haverá o deslizamento entre as duas primeiras camadas e a força horizontal exercida pelo pneu do veículo terá maior resistência para deslocar as duas camadas, pois a espessura das camadas ligadas é maior do que a espessura do revestimento.

Figura 4.10 – Efeito da aderência no deslocamento das camadas



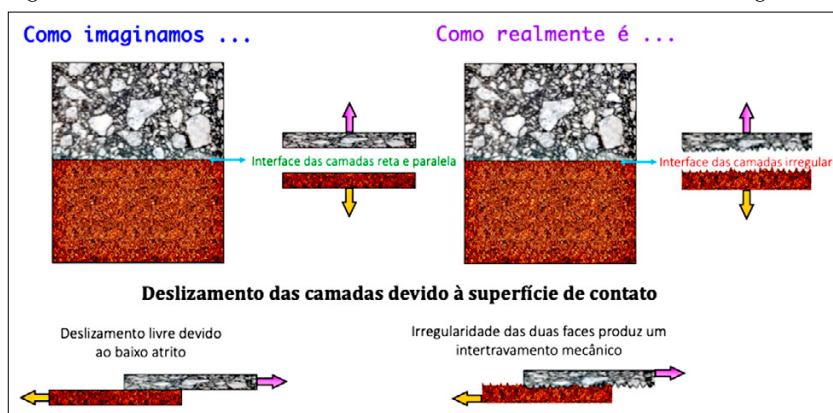
Fonte: Elaborada pelos autores.

Além disso, mesmo em uma situação de carga estática, há tendência de movimento entre as camadas, e haveria deslizamento na ausência de uma lei constitutiva na interface que balanceie essa

tendência de movimento. Nos modelos de cálculo de tensões, deformações e deflexões mencionados anteriormente, as camadas são consideradas perfeitamente coladas, o que evidentemente é uma simplificação que pode não se verificar na prática.

Tendemos a imaginar que as camadas do pavimento possuem superfícies retas e paralelas, entretanto, a interface entre essas camadas é na verdade irregular. Tal irregularidade faz com que as duas faces produzam maior atrito ao deslocamento horizontal devido ao melhor intertravamento mecânico, conforme Figura 4.11.

Figura 4.11 – Interface entre as camadas de revestimento asfáltico e base granular

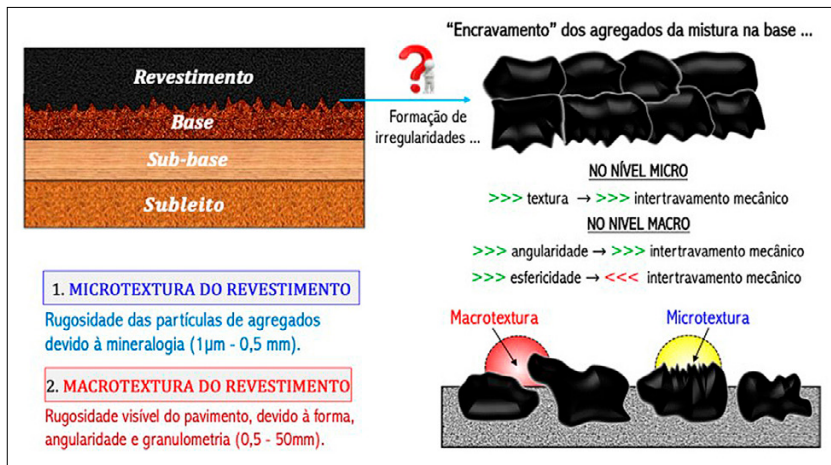


Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 4.12 mostra os motivos pelos quais a face inferior do revestimento asfáltico e a face superior da camada de base não são retas e paralelas.

Pode-se notar que a própria compactação do revestimento produz uma espécie de “encravamento” dos agregados da mistura asfáltica na base granular. Segundo Chen e Huang (2010), no nível micro, quanto maior for a textura dos agregados, maior será o intertravamento mecânico; por outro lado, no nível macro, angularidade maior também produz melhor intertravamento mecânico, porém quanto mais esférico for o agregado da mistura, menor será o intertravamento mecânico.

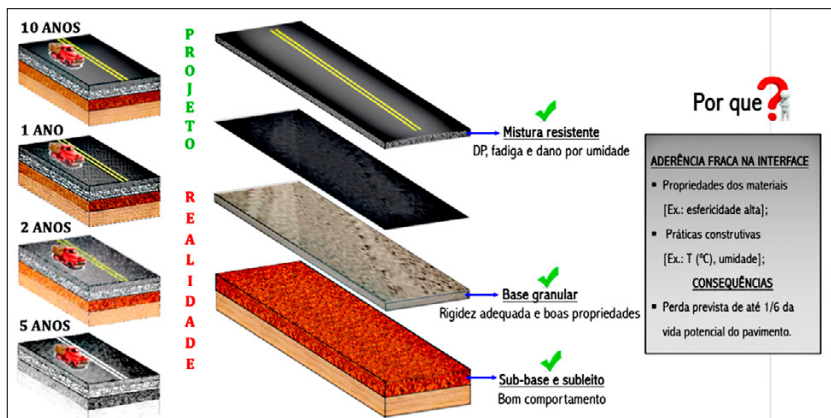
Figura 4.12 – “Encravamento” do agregado no nível micro e macro



Fonte: Elaborada pelos autores.

Embora indesejável, há muitos casos de pavimentos que são dimensionados para resistir a um determinado tráfego (vida útil do pavimento), porém, com pouco tempo de uso, nota-se a deterioração de maneira mais acelerada do que o previsto em projeto. Mesmo que a mistura asfáltica tenha bom comportamento quanto à deformação permanente, fadiga e dano por umidade, e ainda que a base granular, a sub-base e o subleito tenham bom comportamento geotécnico, o pavimento, pode ter uma vida útil menor do que a projetada. De acordo com Khweir e Fordyce (2003), uma fraca aderência na interface das camadas de revestimento e base, devido à incorreta seleção dos materiais, práticas construtivas inadequadas, associadas ao clima e temperatura, podem levar a uma perda de até 1/6 da vida útil potencial do pavimento asfáltico, conforme ilustrado na Figura 4.13.

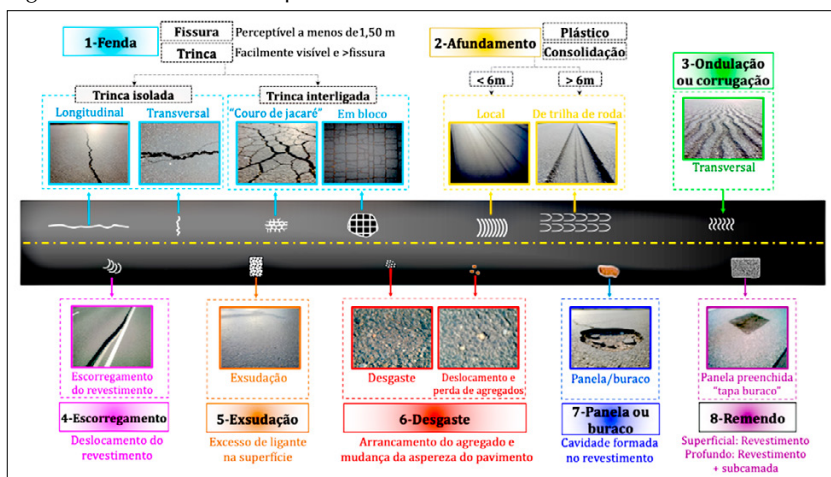
Figura 4.13 – Vida útil do pavimento devido a interface inadequada



Fonte: Elaborada pelos autores.

A norma DNIT 005/2003 – TER apresenta a terminologia dos defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos (DNIT 005/2003 – TER, 2003): fendas, afundamentos, ondulações ou corrugações, escorregamento, exsudação, desgaste, painéis ou buracos, e remendos. Alguns destes, como as fendas, os afundamentos e o desgaste, desmembram-se em outros defeitos, conforme mostrado na Figura 4.14.

Figura 4.14 – Defeitos dos pavimentos asfálticos

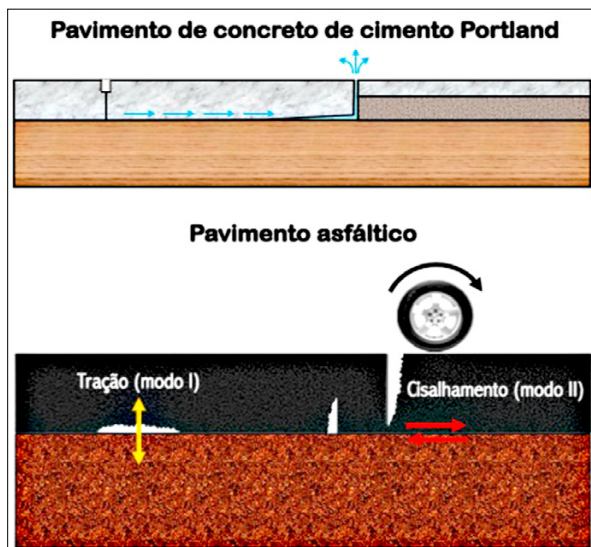


Fonte: Elaborada pelos autores.

Cada um dos defeitos citados na Figura 4.14 tem seus próprios mecanismos de deterioração, e as causas de seu aparecimento são as mais diversas. Diversos outros defeitos são também descritos na literatura e por órgãos rodoviários, como o deslocamento do revestimento. Em relação à interface entre as camadas, os defeitos mais afetados são o escorregamento (West *et al.* (2005) e FHWA (2016), o deslocamento (ODT (2005) e Yang e Li (2021)) e as trincas (ODT, 2005).

No caso dos pavimentos de concreto de cimento Portland, quando se inicia o trincamento na camada mais superficial, a água pode desempenhar um papel importante na redução da vida útil do pavimento, devido à perda de ligação propiciada pela interface (Fuchs, 1997). Esse fenômeno é também aplicável a pavimentos asfálticos (Vulcano-Greullet *et al.*, 2010). Entretanto, os modos de falha no pavimento asfáltico estão também relacionados à tração no fundo do revestimento (modo I de falha) e ao cisalhamento (modo II de falha) no próprio revestimento asfáltico (Raab e Partl, 2004), conforme Figura 4.15.

Figura 4.15 – Efeito da água e modos de falha no pavimento



Fonte: Adaptada de Petit *et al.* (2018, p. 3).

Para Buttlar *et al.* (2018), diversos fatores devem ser levados em conta ao se investigar o efeito da interface entre as camadas nas propriedades do pavimento, a saber:

- o efeito da viscoelasticidade das camadas asfálticas ligado à velocidade de tráfego e aos valores das cargas mecânicas;
- relação de dependência do módulo entre duas camadas, ligado à sensibilidade à temperatura do material asfáltico;
- teor de umidade dos materiais;
- condições físicas da interface, como limpeza e rugosidade, que podem levar a diferentes aspectos de intertravamento.

4.4 Melhoria da aderência entre camadas do pavimento

Basicamente, há duas maneiras mais frequentemente usadas no meio técnico para aumentar a aderência na interface das camadas: (i) pintura de ligação e (ii) imprimação. Elas diferem em objetivo, em tipo de ligante asfáltico utilizado e, em alguns casos, em tipos de materiais envolvidos, conforme detalhados a seguir.

O objetivo da pintura de ligação, conforme Figura 4.16, é promover condições de aderência entre alguns tipos de base ou o revestimento, com o novo revestimento a ser executado (DNIT 145/2012 – ES, 2012).

Figura 4.16 – Características da pintura de ligação



Fonte: Elaborada pelos autores.

O mais recomendado é que a pintura de ligação seja usada entre duas camadas asfálticas, sendo a inferior conhecida como camada de ligação (*binder*) e a superior como camada de rolamento. Todavia, Pessoa Júnior (2014) menciona que a pintura de ligação pode ser recomendada para bases fechadas que não permitem a penetração do ligante, como é o caso de bases de solo-cimento e de concreto magro, ou concreto compactado a rolo. Conforme a norma DNIT 145/2012 – ES (2012), o ligante asfáltico empregado na pintura de ligação deve ser do tipo RR-1C, em conformidade com a Norma DNER-EM 369/97, sendo a taxa recomendada de ligante asfáltico residual é de 0,3 a 0,4L/m². Antes da aplicação, a emulsão deve ser diluída na proporção de 1:1 com água a fim de garantir uniformidade na distribuição dessa taxa residual. A taxa de aplicação de emulsão diluída é da ordem de 0,8 a 1,0L/m².

O objetivo da imprimação, conforme Figura 4.17, é conferir coesão superficial e impermeabilização da base e permitir condições de aderência entre ela e o revestimento a ser executado. Normalmente, a imprimação é aplicada na interface da base granular com o revestimento asfáltico.

Figura 4.17 – Características da imprimação



Fonte: Elaborada pelos autores.

O ligante asfáltico empregado na imprimação pode ser o asfalto diluído CM-30, em conformidade com a norma DNER – EM 363/97, ou a emulsão asfáltica do tipo EAI (emulsão asfáltica imprimeante ou emulsão asfáltica para imprimação), em conformidade com a norma DNIT 165/2013 – EM. As taxas de aplicação do asfalto diluído usuais são da ordem de 0,8 a 1,6L/m² e da emulsão asfáltica da ordem de 0,9 a 1,7L/m², conforme o tipo e a textura da base (DNIT 144/2014 – ES, 2014).

Deve-se tomar o cuidado de não se aplicar o ligante asfáltico, tanto na pintura de ligação quanto na imprimação, quando a temperatura ambiente for inferior a 10°C, ou em dias de chuva, ou ainda quando a superfície tiver excesso de umidade (DNIT 145/2012 – ES (2012) e DNIT 144/2014 – ES (2014)).

Em relação à pintura de ligação, a diluição no teor de 1EAP/1H₂O (uma parte de emulsão asfáltica de petróleo e uma parte de água) é necessária para garantir uma taxa entre 0,3 e 0,4L/m². Se não houvesse diluição, o caminhão espargidor teria que passar em velocidades muito altas. Já no caso da imprimação, a taxa de aplicação é aquela que pode ser absorvida pela base em 24 horas, devendo ser determinada experimentalmente na obra, conforme Figura 4.18.

Figura 4.18 – Visualização da aplicação da pintura de ligação e da imprimação em campo

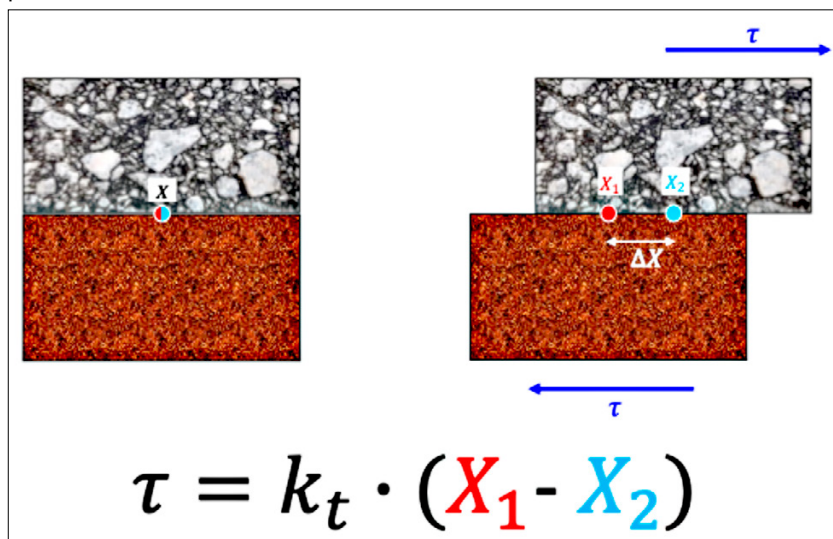


Fonte: Elaborada pelos autores. Imagens geradas por meio da ferramenta de IA Gemini (30/03/2025).

4.5 Quantificando a aderência entre as camadas do pavimento

O modelo de Goodman *et al.* (1968), mostrado no Capítulo 1 e desenvolvido para o estudo de mecânica das rochas, tem sido muito usado para investigar o fenômeno de deslizamento entre as camadas do pavimento (Canestrari *et al.* (2013), Raposeiras *et al.* (2013), Torquato *et al.* (2018) e Scherer *et al.* (2022)). A Figura 4.19 mostra uma representação do modelo de Goodman aplicado ao deslocamento horizontal devido ao cisalhamento do revestimento asfáltico sobre a camada de base granular. De forma resumida, quanto maior o deslocamento das camadas para uma dada tensão de cisalhamento, menor é a resistência ao cisalhamento.

Figura 4.19 – Representação esquemática do modelo de Goodman aplicado a pavimentos



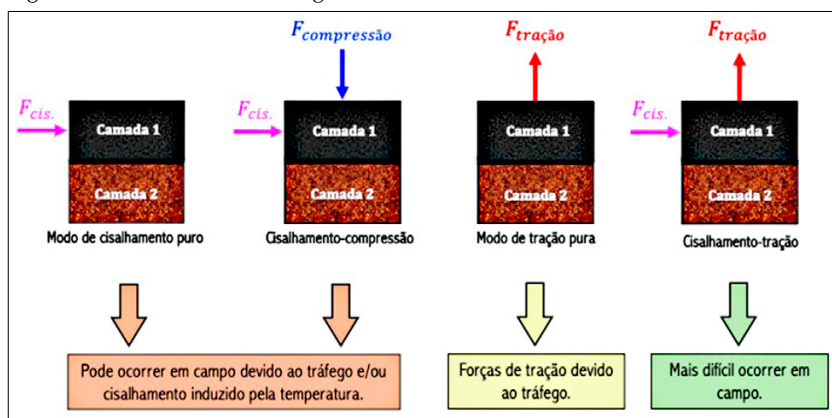
Fonte: Elaborada pelos autores.

Diferentes condições de carregamento têm sido usadas para investigar a aderência na interface entre as camadas do pavimento,

podendo ser citados quatro modos (Rahman *et al.*, 2016), conforme Figura 4.20:

- (i) cisalhamento puro – típico da ação horizontal do tráfego;
- (ii) cisalhamento-compressão – combina o deslizamento horizontal do veículo com a pressão vertical dos pneus;
- (iii) tração pura – separação perpendicular entre camadas, podendo surgir em regiões de alívio de carga (no intervalo imediatamente posterior à aplicação da carga);
- (iv) cisalhamento-tração – une o deslizamento lateral com forças que tendem a separar verticalmente as camadas — um estado mais raro em campo.

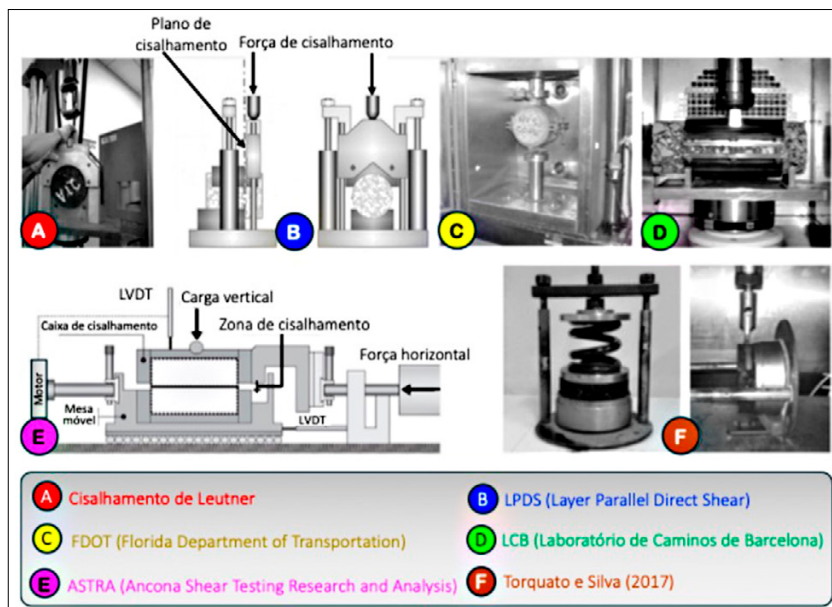
Figura 4.20 – Modos de carregamento em ensaios de interface



Fonte: Elaborada pelos autores.

Conforme Scherer *et al.* (2020), alguns dos ensaios desenvolvidos para quantificar a aderência entre camadas do pavimento são os seguintes: (A) cisalhamento de Leutner; (B) *Layer Parallel Direct Shear*; (C) *Florida Department of Transportation*; (D) Laboratório de caminhos de Barcelona; (E) *Ancrona Shear Testing Research and analysis*; e (F) método desenvolvido por Torquato e Silva (2017). Esses ensaios podem ser visualizados na Figura 4.21.

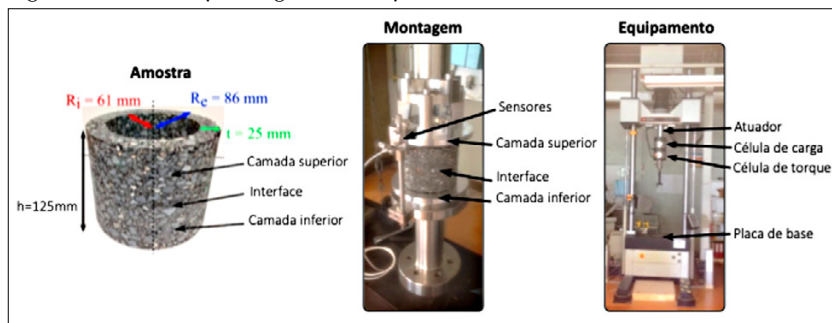
Figura 4.21 – Principais ensaios de cisalhamento de interface de camadas



Fonte: Adaptada de Scherer *et al.* (2020, p. 15).

Importante ressaltar que os ensaios citados acima são considerados não homogêneos em termos de distribuição de tensão na interface, o que significa que seus resultados “médios” calculados não correspondem propriamente ao que ocorre na interface. Conforme Attia (2020), o dispositivo experimental, denominado Aparelho de Cilindro Oco 2T3C (2T3C HCA), Figura 22, pode aplicar torção e tração-compressão, de forma independente ou simultânea, a amostras de cilindros ocos com duas camadas e uma interface. Esse ensaio tem vantagem de ser um ensaio homogêneo, com o qual diversos caminhos de carga podem ser testados.

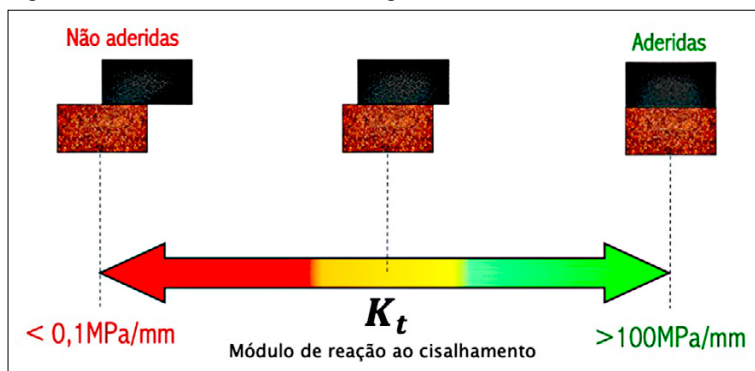
Figura 4.22 – O esquema global do Aparelho de Cilindro Oco 2T3C (2T3C HCA)



Fonte: Adaptada de Attia (2020, p. 52, 53 e 54).

Para valores de k_t menores do que 0,1MPa/mm, pode-se considerar a ausência total de aderência entre as camadas do pavimento. Já para valores de k_t maiores do que 100MPa/mm, considera-se que as camadas estão completamente aderidas (Uzan (1978) e Kruntcheva *et al.* (2005)), conforme Figura 4.23. O valor de k_t está ligado à rigidez na interface, sendo que quanto mais rígida é a interface, mais difícil é o deslizamento das camadas. Note-se que, nesses casos, a intenção de avaliação é de movimentos reversíveis entre as superfícies.

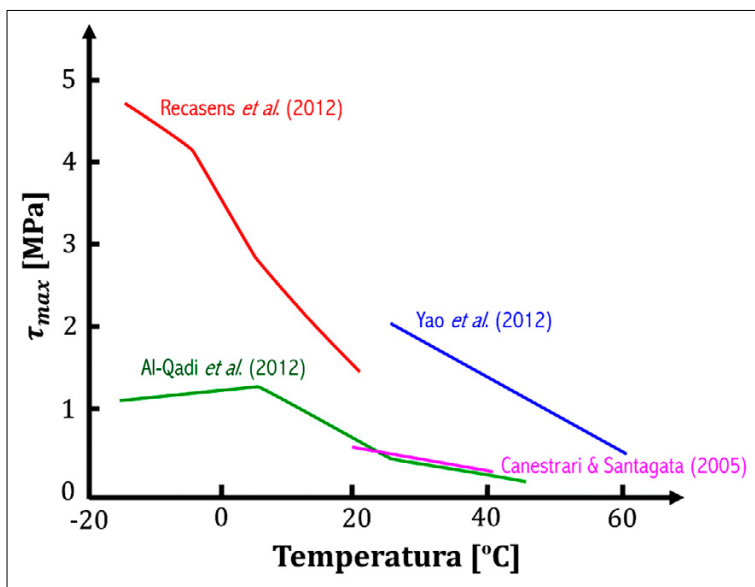
Figura 4.23 – Valores limites de k_t segundo a literatura



Fonte: Elaborada pelos autores.

Além do interesse pela rigidez na interface, pode ser relevante avaliar a resistência mecânica dessas interfaces. A Figura 4.24 exemplifica o efeito da temperatura na interface entre revestimento-revestimento (duas camadas asfálticas). Quanto maior a temperatura na interface, menor é o valor máximo da tensão de cisalhamento (Canestrari e Santagata (2005), Recasens *et al.* (2006), Al-Qadi *et al.* (2012) e Yao *et al.* (2016)). A aderência entre as camadas se mostra mais importante ainda nos climas quentes, em que a interface entre as camadas está mais suscetível a ter a sua rigidez reduzida devido à temperatura.

Figura 4.24 – Valores da tensão de cisalhamento máxima (τ_{max})



Fonte: Adaptada de Canestrari e Santagata (2005), Recasens *et al.* (2006), Al-Qadi *et al.* (2012) e Yao *et al.* (2016).

4.6 Produção científica voltada à interface entre camadas de pavimentos asfálticos

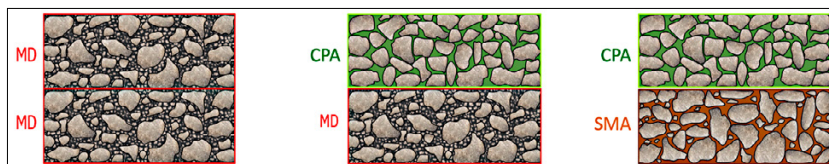
Especificamente, este tópico 4.6 traz alguns resultados de artigos científicos que buscam mostrar a relevância da interface entre as camadas de pavimentos. Os artigos usados como principais referências são os seguintes:

- *Effect of surface characteristics on bonding properties of bituminous tack coat* (Yao et al., 2016);
- *Influence of compaction effectiveness on interlayer bonding of asphalt layers* (Chen e Huang, 2010);
- *Fatigue performance of interface bonding between asphalt pavement layers using four-point shear test set-up* (Jaskula, 2014).

4.6.1 Qual o efeito das características de superfície nas propriedades de aderência do revestimento?

O principal objetivo do estudo de Chen e Huang (2010) foi investigar diferentes parâmetros que afetam a ligação da interface, com foco nas características da superfície da interface. Foram usadas uma mistura densa (MD); *stone matrix asphalt* – SMA, que é uma mistura descontínua densa e impermeável; e uma camada porosa de atrito (CPA). Essas misturas foram combinadas conforme mostrado na Figura 4.25.

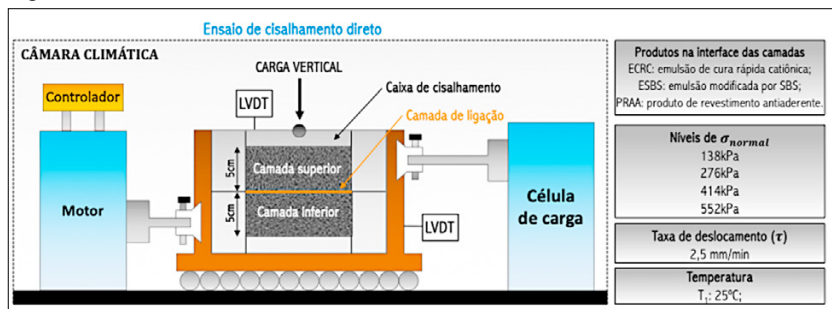
Figura 4.25 – Combinação de misturas investigadas



Fonte: Adaptada de Chen e Huang (2010, p. 145).

A Figura 4.26 apresenta o esquema do ensaio de cisalhamento direto usado, além dos níveis de tensões aplicadas, a taxa de deslocamento, os produtos utilizados na interface das camadas, assim como a temperatura de realização do ensaio.

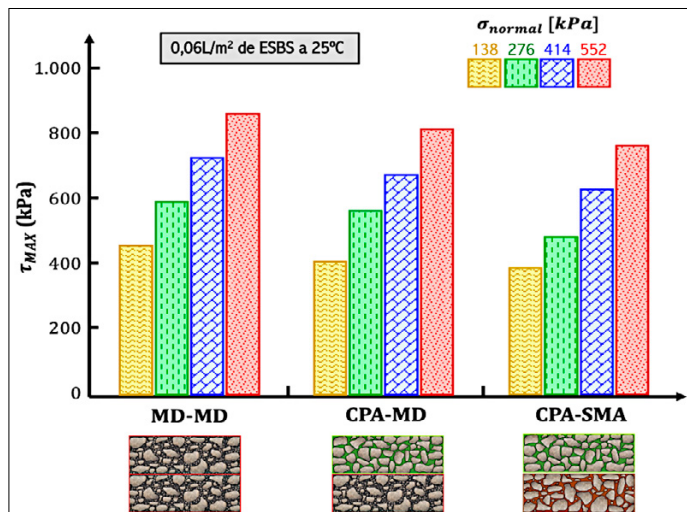
Figura 4.26 – Materiais e métodos usados no estudo



Fonte: Adaptada de Chen e Huang (2010, p 143).

Os resultados mostraram que a combinação entre misturas densas (MD-MD) proporcionou os valores mais altos de τ_{max} , seguida da combinação da camada porosa de atrito com a mistura densa (CPA-MD) e, por último, a combinação da camada porosa de atrito com a matriz pétrea asfáltica (CPA-SMA), conforme Figura 4.27. Notou-se que o aumento da tensão normal produziu maiores valores de τ_{max} e isso se deu devido ao atrito. Os autores indicaram que uma camada superior bem compactada é importante para obter uma ligação adequada na interface. Os maiores valores de τ_{max} das misturas densas foi atribuída à maior área de contato na interface dessas camadas, o que possibilitou maior aderência na interface. As misturas mais porosas e com menos finos tendem a ter menor aderência na interface (Chen e Huang, 2010).

Figura 4.27 – Tensão máxima de cisalhamento



Fonte: Adaptada de Chen e Huang (2010, p. 145).

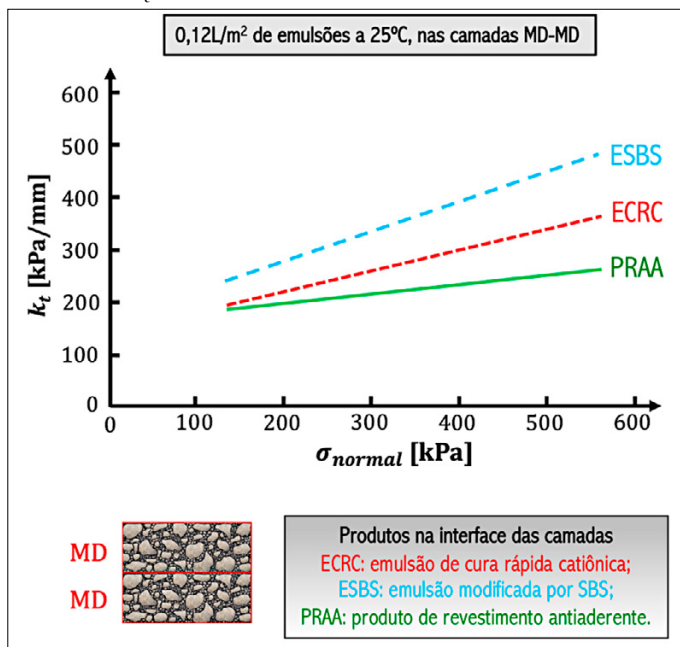
Em outra análise, o módulo de reação ao cisalhamento k_t se mostrou mais elevado na emulsão modificada por polímero estireno-butadieno-estireno (SBS) do que na emulsão de cura rápida catiônica. Um produto de revestimento antiaderente também foi testado e foram obtidos os menores valores de k_t como esperado, conforme Figura 4.28. Assim, a emulsão com SBS proporcionou maior aderência entre as camadas densas. Essa análise foi realizada para a combinação de misturas densas, com uma taxa de 0,12L/m² de emulsão, a 25°C (Chen e Huang, 2010).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Chen e Huang, 2010):

- o uso de um revestimento de aderência para aumentar o pico de resistência ao cisalhamento foi mais eficaz para misturas de graduação densa;
- a resistência ao cisalhamento e o módulo de reação diminuíram com o aumento da temperatura e aumentaram com o aumento da tensão normal;

- a viscosidade do revestimento de aderência (produtos na interface das camadas) desempenhou um papel na influência da força de ligação na interface. O revestimento de aderência precisava ser curado antes que a nova camada de pavimento fosse colocada, pois o pico de tensão de cisalhamento aumentava com o tempo de cura. As propriedades de ligação na camada intermediária mostraram depender das características da superfície.

Figura 4.28 – Influência da emulsão e do revestimento antiaderente no valor de k_t



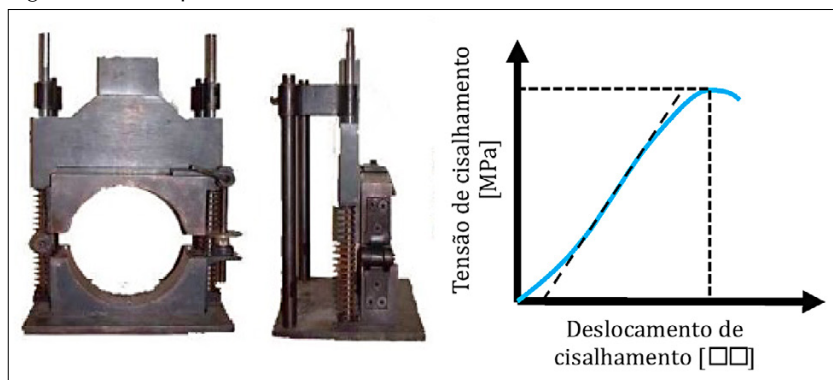
Fonte: Adaptada de Chen e Huang (2010, p. 147).

4.6.2 O efeito do método de fabricação da interface nas propriedades de aderência do revestimento

O principal objetivo do estudo de Jaskula (2014) foi investigar o efeito da técnica de compactação na ligação interfacial entre as

camadas asfálticas, testando os corpos de prova preparados em laboratório por meio do ensaio de cisalhamento de Leutner. Outro objetivo foi investigar o efeito da qualidade da compactação no campo. A Figura 4.29 mostra o ensaio de Leutner. Foram compactadas duas camadas asfálticas de 150mm. A taxa de deslocamento de cisalhamento aplicada foi de 50,8mm/min à temperatura de 20°C. Três configurações diferentes são consideradas na interface, a saber: (i) com emulsão, (ii) sem emulsão e (iii) sem emulsão, mas com aplicação de mistura a quente sobre mistura a quente. Em relação aos métodos de compactação, as amostras foram compactadas com rolo com vibração, rolo sem vibração, compactação de placas e compactador giratório Superpave (CGS). Para mais detalhes sobre os procedimentos, recomenda-se a leitura de Jaskula (2014).

Figura 4.29 – Esquema do ensaio de cisalhamento de Leutner

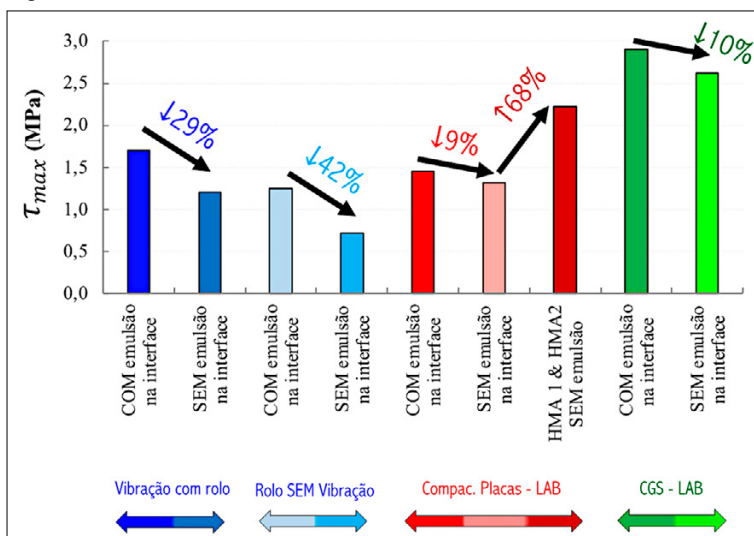


Fonte: Adaptada de Jaskula (2014, p. 3).

Analisando a Figura 4.30, é possível constatar que o rolo com vibração produziu melhor aderência se comparado ao rolo sem vibração, tendo em média valores 30% menores quando se retirou a vibração. Outro importante resultado é que, no caso do rolo com vibração, retirar a emulsão da interface reduziu 29% o valor de τ_{max} ; enquanto que, no caso do rolo sem vibração, retirar a emulsão da interface reduziu 42% o valor de τ_{max} . A retirada da emulsão da inter-

face entre as camadas reduziu os valores de τ_{max} em 9 e 10% na compactação de placas e no Compactador Giratório Superpave (CGS). Vale salientar que a compactação no CGS mostrou melhor aderência do que o compactador de placas. A técnica de compactar duas camadas asfálticas a quente mostrou resultados promissores frente à mesma condição sem ou com emulsão. Como pode ser visto, a ligação entre camadas de camadas asfálticas depende fortemente do tipo de técnica de compactação usada (Jaskula, 2014).

Figura 4.30 – Máximas tensões de cisalhamento obtidas



Fonte: Adaptada de Jaskula (2104, p. 4).

Resumidamente, o estudo em questão chegou às seguintes conclusões (Jaskula, 2014):

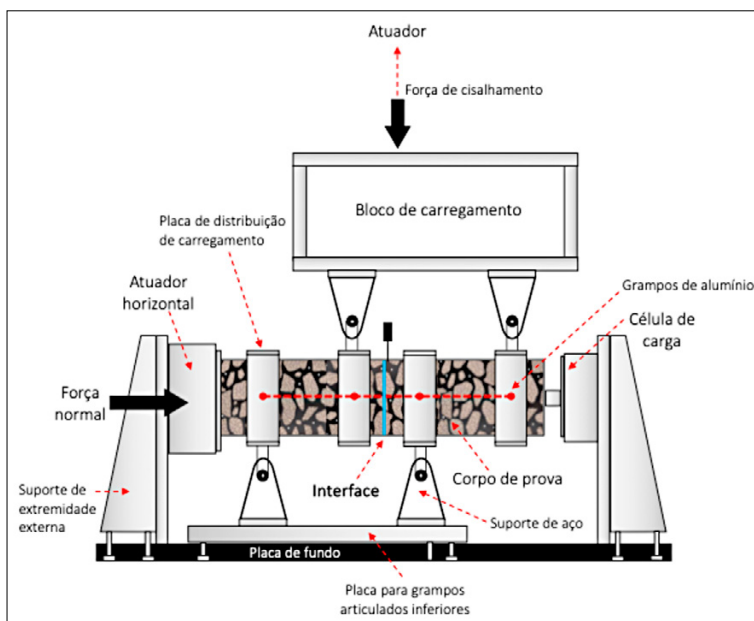
- o desempenho da ligação, definido como a tensão de cisalhamento máxima, depende fortemente da técnica de compactação utilizada em condições de laboratório;
- os maiores valores de resistência de união foram obtidos para a compactação giratória e os menores para a compactação com rolo estático;

- o tipo de revestimento de aderência foi considerado relevante para a qualidade da ligação entre camadas.

4.6.3 Desempenho de fadiga da ligação de interface entre camadas de pavimento asfáltico

O principal objetivo do estudo de Rahman *et al.* (2019) foi avaliar o comportamento de fadiga por cisalhamento da interface entre duas metades de amostras de vigas asfálticas compostas de misturas do tipo *stone matrix asphalt* (SMA) e concreto asfáltico (AC) sob diferentes condições de ensaio. Os testes foram realizados com uma nova configuração de cisalhamento de quatro pontos, que também pode aplicar pressão normal às amostras. A Figura 4.31 mostra o equipamento usado no estudo.

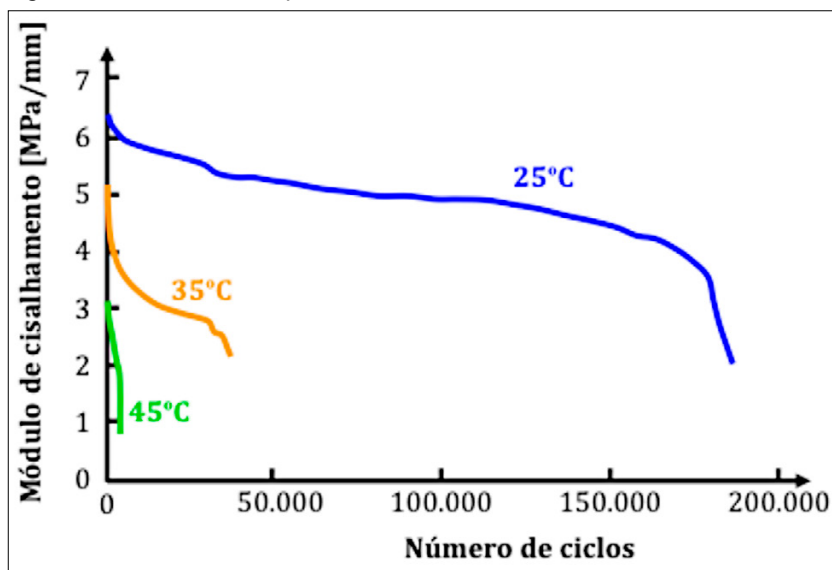
Figura 4.31 – Equipamento utilizado



Fonte: Adaptada de Rahman *et al.* (2019, p. 183).

A temperatura afeta consideravelmente a aderência entre as camadas, conforme Figura 4.32. No primeiro estágio, o módulo diminui rapidamente à medida que o dano cresce e ocorrem microtrincas. No segundo estágio, a rigidez se mantém em um platô. No terceiro estágio, a falha é caracterizada por um declínio acentuado do valor de rigidez, o que significa uma rápida propagação de trincas macroscópicas na interface. De uma forma geral, quanto maior a temperatura, menor é o módulo de rigidez ao cisalhamento, por isso, em menores temperaturas, espera-se que a ligação entre as camadas adjacentes e a resistência ao cisalhamento da interface sejam melhoradas e, finalmente, espera-se uma vida de fadiga mais longa devido à melhor qualidade da interface (Rahman *et al.*, 2019).

Figura 4.32 – Efeito da temperatura na interface das camadas asfálticas

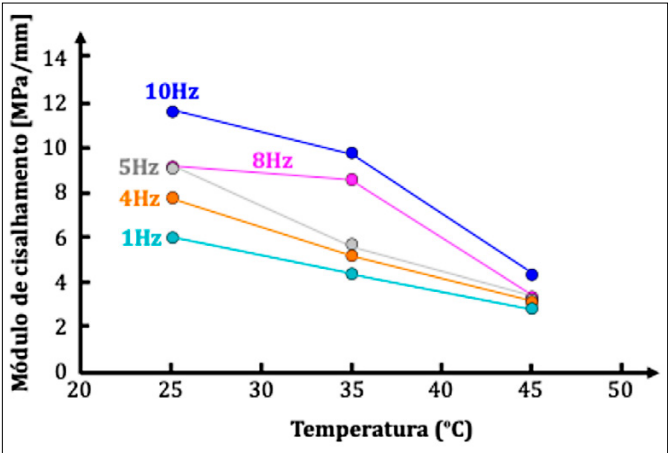


Fonte: Adaptada de Rahman *et al.* (2019, p. 187).

Em relação à frequência de carregamento, notou-se que quanto maior for o seu valor, maior será o módulo de reação ao cisalhamento k_t conforme Figura 4.33. Quanto maior a temperatura, menor

é a diferença do valor de k_t devido à variação da frequência de carregamento (Rahman *et al.*, 2019).

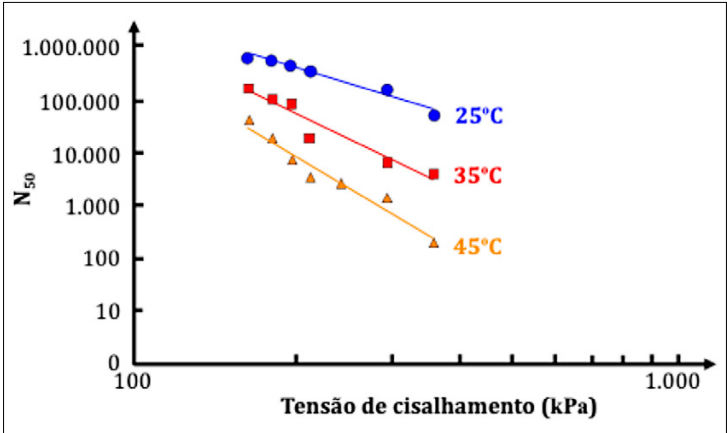
Figura 4.33 – Efeito da temperatura no valor de k_t



Fonte: Adaptada de Rahman *et al.* (2019, p. 188).

Rahman *et al.* (2019) ainda mencionam que existem excelentes correlações entre a tensão de cisalhamento aplicada e a vida de fadiga das amostras investigadas, conforme Figura 4.34.

Figura 4.34 – Relação entre tensão de cisalhamento e vida de fadiga



Fonte: Elaborada pelos autores. Com base em dados de Rahman *et al.* (2019).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Rahman *et al.*, 2019):

- em temperaturas mais baixas, a vida de fadiga da interface era maior do que em temperaturas mais altas. Por outro lado, a rigidez ao cisalhamento aumentou com a diminuição da temperatura;
- a vida de fadiga da interface aumentou substancialmente em todas as temperaturas com o aumento da tensão normal;
- com o aumento da frequência de carregamento, a vida de fadiga aumentou em todas as temperaturas. Como era esperado, o aumento da temperatura em cada frequência de carregamento levou a uma diminuição na vida de fadiga da interface;
- em alta temperatura (45°C), a variação na rigidez com a frequência não é considerável; porém, em temperaturas mais baixas (25 a 35°C), pode-se observar uma mudança significativa na rigidez ao cisalhamento.

Referências

AASHTO T 342, *Standard Method of test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2011.

AASHTO TP 107-18, *Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2021.

AASHTO TP 134, Provisional Standard Method of Test for Stress Sweep Rutting (SSR). *Test Using Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT). Washington, Dc, 2019.

AL-QADI, I. L. *et al.* Best Practices for Implementation of Tack Coat: Part I-Laboratory Study. 0197-9191. *Illinois Center for Transportation*, Springfield, 2012.

ATTIA, T. *Interfaces between pavement layers in bituminous mixtures*. 2020. Tese (Doutorado) - Université de Lyon, Lyon, 2020.

BERNUCCI, L. L. B. *et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. 2008.

BUTTLAR, W. G. *et al. Mechanisms of Cracking and Debonding in Asphalt and Composite Pavements*, 2018.

CANESTRARI, F. *et al. Mechanical testing of interlayer bonding in asphalt pavements. Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials: State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB*, p. 303-360, 2013.

CANESTRARI, F.; SANTAGATA, E. Temperature effects on the shear behaviour of tack coat emulsions used in flexible pavements. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 6, n. 1, 39-46, 2005.

CHEN, J. S.; HUANG, C. C. *Effect of surface characteristics on bonding properties of bituminous tack coat. Transportation research record*, v. 2180, n. 1, p. 142-149, 2010.

CHEN, J. S.; HUANG, C. C. Effect of surface characteristics on bonding properties of bituminous tack coat. *Transportation research record*, v. 2180, n. 1, p. 142-149, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/manua_l_medina_1_1_5.pdf

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 005/2003 – TER. Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos Terminologia. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 144/2014 – ES. *Pavimentação - Imprimação*

com ligante asfáltico - Especificação de serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, Rio de Janeiro, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 145/2012 – ES. *Pavimentação – Pintura de ligação com ligante asfáltico – Especificação de serviço*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT IPR 716. *Manual de Pavimentação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, Rio de Janeiro, 2006.

FHWA. *Federal Highway Administration*. Tack Coat Best Practices. FHWA-HIF-16-017. 2016.

FUCHS, F. J. A. *Le phénomène du Punch-Out sur les autoroutes belges en béton armé continu – causes, effets et remèdes*. Bulletin from the Federation de l'industrie cimentière Belge and the Centre de Recherches routières Belge. (in French), 1997. www.brcc.be/pdf/bulletin/bul30t.pdf

GOODMAN, R. E.; TAYLOR, R. L.; BREKKE, T. L. A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, v. 94, n. 3, p. 637-659, 1968.

GUIDE, User. *Layered viscoelastic pavement analysis for critical distresses FlexPAVE 1.1Alpha*. Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering North Carolina State University. Accessed in: http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/nchrp/docs/FlexPAVE1.1Standalone_UserManual.docx, 2018.

HOLANDA, A. S. *et al. Finite Element of Flexible Pavements*. XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE). Belém, PA, 2006.

HUANG, Y. H. *Pavement analysis and design*. Upper Saddle River, NJ: Pearson Prentice Hall, 2004.

JASKULA, P. Influence of compaction effectiveness on interlayer bonding of asphalt layers. In: *Proceedings of the 9th International Conference "Environmental Engineering*, 2014.

KHWEIR, K.; FORDYCE, D. Influence of layer bonding on the prediction of pavement life. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Transport*, v.156, n. 2, p. 73–83, 2003.

KRUNTCHEVA, M. R.; COLLOP, A. C.; THOM, N. H. Effect of Bond Condition on Flexible Pavement Performance. *Journal of Transportation Engineering*, ASCE, v. 131, n. 11, 2005.

ODT. Oklahoma Department of Transportation. *Bonding of layers is critical to good performance*. Spring, v. 27, n. 1, 2005.

PESSOA JÚNIOR, E. *Manual de obras rodoviárias e pavimentação urbana: execução e fiscalização*. São Paulo: pini, 2014.

RAAB, C.; PARTL, M. N. Interlayer shear performance: experience with different pavement. structures. In: *The proceedings of the 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Vienna, Austria, 12–14 May, 1, p. 535–545, 2004.

RAHMAN, A. *et al.* State-of-the-art review of interface bond testing devices for pavement layers: toward the standardization procedure. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 2016.

RAHMAN, A. *et al.* Fatigue performance of interface bonding between asphalt pavement layers using four-point shear test set-up. *International Journal of Fatigue*, v.121, p. 181-190, 2019.

RAPOSEIRAS, A. C. *et al.* Test methods and influential factors for analysis of bonding between bituminous pavement layers. *CBM*, v. 43, Jun, p. 372–381, 2013.

RECASENS, R. M.; MARTINEZ, A.; JIMENEZ, F. P. Evaluation of effect of heat-adhesive emulsions for tack coats with shear test: from the road research laboratory of Barcelona. *TRR* 1970, 64-70, 2006.

SCHERER, R. G. *et al.* Ensaio de cisalhamento de interface com vistas a camadas de pavimentos. *transportes*, v. 28, n. 5, p. 13-27, 2020.

SCHERER, R. G. *et al.* Avaliação laboratorial da condição de aderência entre base granular e concreto asfáltico. *Transportes*, v. 30, n. 3, p. 2725-2725, 2022.

SOUZA, M. L. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. IPR Publicação, v. 667, n. 3, p. 97, 1981.

TORQUATO E SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; BARROSO, S. H. A. Modelagem constitutiva e caracterização empírica da interface revestimento asfáltico–base granular. *Transportes*, v. 26, n. 2, p. 180-191, 2018.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis. *Transportation research record*, v. 2296, n.1, p. 36-45, 2012.

UZAN, J. JULEA - Jacob Uzan Layered Elastic Analysis Program. U.S.A, 1978.

VULCANO-GREULLET, N. *et al.* Stripping phenomenon of top layers of thick pavements. In: Proceedings of the 11th international conference on Asphalt Pavements, 1–6 August 2010, Nagoya Aichi, Japan. Curran Associates 1:552–561, 2010.

WEST, R. C.; ZHANG, J.; MOORE, J. Evaluation of bond strength between pavement layers. Auburn University. *National Center for Asphalt Technology*, 2005.

YANG, K.; LI, R. Characterization of bonding property in asphalt pavement interlayer: A review. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2021.

YAO, B. *et al.* Evaluation of the shear characteristics of steel-asphalt interface by a direct shear test method. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, v. 68, 70-79, 2016.

5

Interfaces solo-cal e solo-cimento

5.1 Componentes do solo-cal e do solo-cimento

Quando um solo não possui propriedades geológicas/geotécnicas para alguma aplicação na engenharia civil, ele pode ser melhorado com diversos outros componentes. As chamadas estabilizações de solos mais comuns são a (i) estabilização mecânica e a (ii) estabilização química. No primeiro caso, ao solo é adicionado outro material como um agregado mineral (brita) que, ao ser misturado com o solo, mudará a granulometria deste e, consequentemente, melhorará as suas propriedades geotécnicas. No caso das estabilizações químicas, ao solo é adicionado um material como a cal ou o cimento Portland, que, ao ser incorporado, melhorará o comportamento do solo original. Alguns dos materiais mais comumente usados na estabilização química são (Afrin, 2017): cal, cimento, cinzas volantes, cinzas de casca de arroz, material betuminoso, geotêxteis, produtos reciclados e resíduos. Esse capítulo se concentrará em discutir como a superfície e a interface formada pela união do solo com a cal e com o cimento afeta o comportamento do solo estabilizado quimica-

mente. A Figura 5.1 exemplifica algumas áreas (Firoozi *et al.*, 2017) da engenharia civil que utilizam a estabilização química de solos e suas finalidades (Firoozi *et al.* (2017) e National Institute for transport and road research (1986)).

Figura 5.1 – Áreas que utilizam a estabilização química de solos e suas finalidades

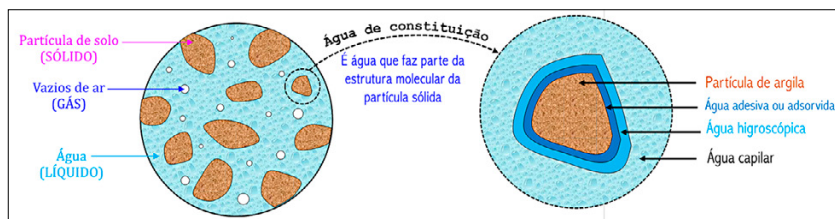


Fonte: Elaborada pelos autores.

Em geral, o solo é um material constituído por um conjunto de partículas sólidas, que deixam entre si vazios que podem estar parcial ou totalmente preenchidos pela água. Assim, o solo é um sistema disperso formado por três fases: sólida, líquida e gasosa, conforme Figura 5.2. Algumas distinções em relação à água presente no solo são feitas por Caputo e Caputo (2015):

- água adesiva ou adsorvida – é a película de água que envolve e adere fortemente à partícula sólida;
- água higroscópica – é a que ainda se encontra em um solo seco ao ar livre;
- água capilar – é aquela que nos solos de grãos finos sobe pelos interstícios capilares deixados pelas partículas sólidas, além da superfície livre da água;
- água livre – é a que se encontra em uma zona do terreno, enchendo todos os seus vazios.

Figura 5.2 – Componentes do solo



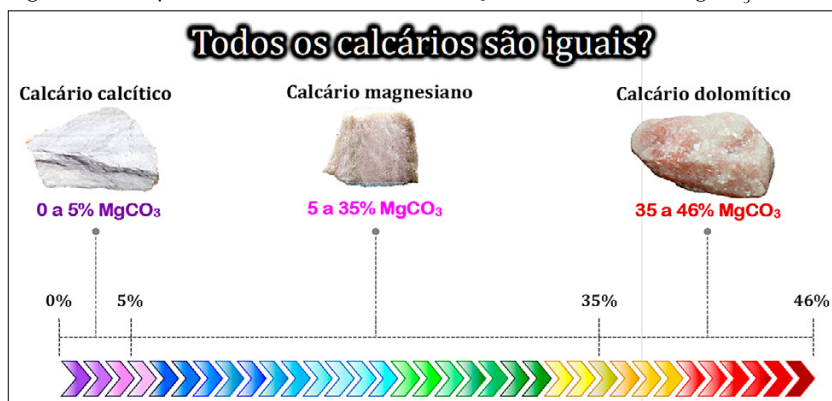
Fonte: Adaptada de Caputo e Caputo (2015, p. 37).

5.1.1 A cal e suas propriedades

A cal é um dos produtos químicos mais antigos, versáteis e vitais conhecidos pelo homem (Little, 1995). Aplicações estruturais com o uso da cal (estabilização) incluem pavimentos rodoviários e aeroportuários, estacionamentos, estradas secundárias e autódromos, fundações de edifícios e estabilização de aterros (Manual, Construction, 2004).

Para entender o efeito da cal no solo, é necessário conhecer de onde a cal se origina e as diferentes formas em que ela se apresenta. A Figura 5.3 mostra os diferentes tipos de rocha calcária de onde se origina a cal.

Figura 5.3 – Tipos de rochas calcárias em função do seu teor de MgCO_3

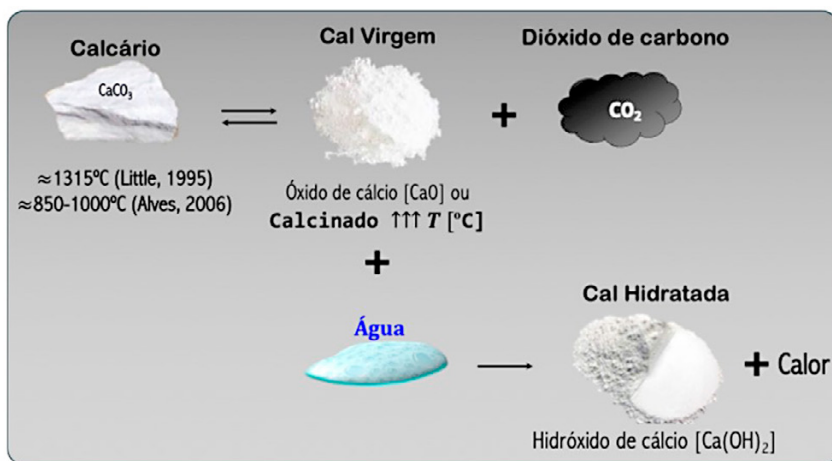


Fonte: Elaborada pelos autores.

Em relação ao seu teor de carbonato de magnésio, esse tipo de rocha pode ser dividido em calcário calcítico (0-5% de MgCO_3), calcário magnesiano (5-35% de MgCO_3) e calcário dolomítico (35-46% de MgCO_3) (Little, 1995).

Diferentes tipos de cal podem ser usados para estabilizar solos (Little (1995) e Manual, Construction (2004)), sendo os mais comuns a cal virgem e a cal hidratada. A obtenção da cal a partir da rocha calcária é mostrada na figura a seguir. Em geral, o calcário é aquecido a altas temperaturas, 850-1000°C (Alves, 2006) ou 1315°C (Little, 1995), que podem variar de acordo com a matéria-prima ou com a planta de produção. Os produtos da calcinação do calcário são a cal virgem (óxido de cálcio- CaO) e a liberação de gás carbônico (CO_2). Ao se adicionar água na cal virgem ocorre uma reação exotérmica que tem como produtos a cal hidratada (hidróxido de cálcio- Ca(OH)_2) e a liberação de calor, conforme Figura 5.4.

Figura 5.4 – Produção da cal virgem e da cal hidratada

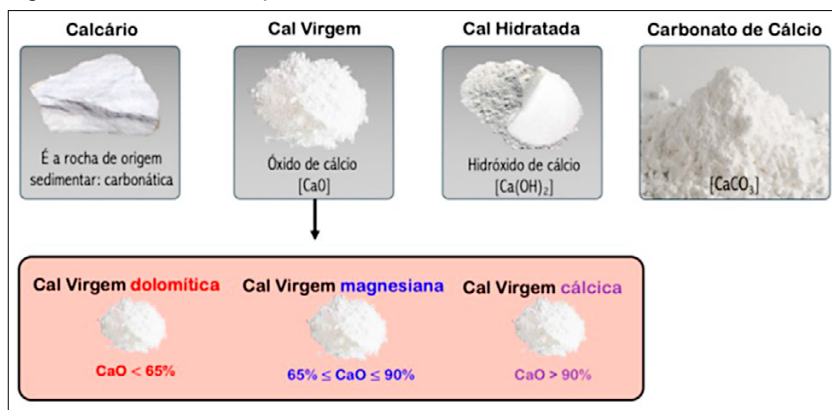


Fonte: Elaborada pelos autores.

De acordo com o *Construction Manual*, a maior parte da cal usada para o tratamento do solo tem alto teor de cálcio, não contendo mais do que 5% de óxido ou hidróxido de magnésio. Em algumas

ocasiões, no entanto, a cal “dolomítica” é usada, podendo ter um bom desempenho na estabilização do solo, embora o magnésio reaja mais lentamente do que o cálcio. Conforme Da Silva (2009), a cal virgem dolomítica possui um teor máximo de 65% de CaO, enquanto a cal virgem magnesiana possui entre 65 e 90% de CaO, e a cal virgem calcítica possui mais de 90% de CaO, conforme Figura 5.5.

Figura 5.5 – Diferentes tipos de cal e suas faixas de teor de óxido de cálcio



Fonte: Elaborada pelos autores.

As fórmulas químicas dos diferentes tipos de cal são: (i) cal hidratada com alto teor de cálcio ([Ca(OH)₂]); (ii) cal dolomítica di-hidratada ([Ca(OH)₂·Mg(OH)₂]); (iii) cal dolomítica monohidratada ([Ca(OH)₂·MgO]); (iv) cal virgem calcítica ([CaO]); e (v) cal virgem dolomítica ([CaO ·MgO]). Todavia, Little (1995) aponta algumas desvantagens do uso da cal dolomítica, como:

- Ca(OH)₂ é cerca de cem vezes mais solúvel do que Mg(OH)₂, assim a cal calcítica fornece mais cálcio livre para reagir com argilominerais do solo;
- MgO não afeta a solubilidade do Ca(OH)₂, mas pode retardar a sua velocidade de reação com o solo;
- devido ao MgO ter hidratação mais lenta, a cal virgem dolomítica pode não se hidratar completamente antes da compactação do solo estabilizado, podendo resultar em expansão indesejada após a compactação do solo.

5.1.2 O cimento e suas propriedades

As propriedades, a produção e as reações químicas do cimento já foram discutidas no Capítulo 3 deste livro, especificamente nos itens 3.2 e 3.3 e, portanto, não serão novamente detalhadas. Porém, os itens a seguir desse Capítulo 5 abordarão a interface solo-cimento e, por isso, recomenda-se que a leitura desse capítulo seja realizada de fato após o Capítulo 3.

5.2 Mecanismos da estabilização à base de cálcio (cal ou cimento Portland) de solos argilosos

Para que a estabilização de solos pela cal ou pelo cimento Portland seja eficiente, é necessário que ambos forneçam o cálcio para o solo. No entanto, cal e cimento são materiais distintos e o mecanismo de disponibilidade de cálcio por cada um é diferente.

5.2.1 Interface solo-cal

Diamond e Kinter mencionam que há, pelo menos, dois estágios distintos de reação envolvidos entre o solo e a cal: os processos imediatos ou rápidos que são responsáveis pela “melhoria” das propriedades de sensibilidade à água do solo argiloso não tratado; e as reações mais lentas e de longo prazo, resultando na formação dos produtos cimentícios finais, indicados pelo desenvolvimento gradual de resistência em misturas compactadas de solo e cal.

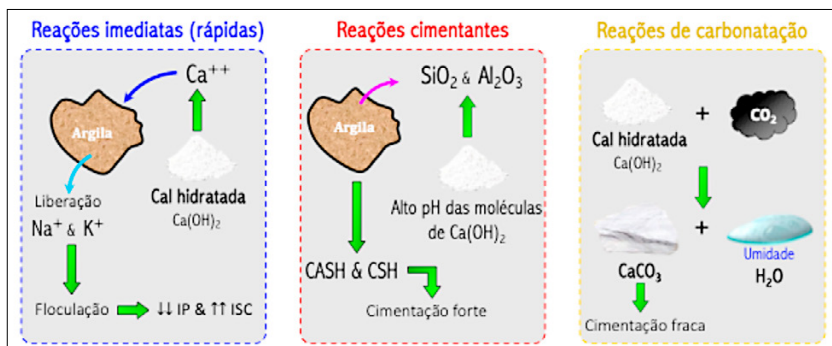
Por sua vez, Cristelo e Jalali e Nogueira *et al.* mencionam que, quando a cal entra em contato com o solo e a água, podem-se dividir as reações em três tipos: (i) imediatas (rápidas), (ii) cimentantes e (iii) de carbonatação, conforme descrição a seguir e a Figura 5.6:

- reações imediatas (rápidas) – iniciam-se quando os íons Ca^{++} e OH^- da cal entram em contato com as partículas de argila, que acaba liberando íons Na^+ e K^+ . Isso faz com que

haja uma redução da espessura da camada externa da argila, o que, por sua vez, acaba por favorecer a floculação. Segundo Picchi *et al.*, esse processo se encerra ao fim de poucos dias, aumenta o limite de plasticidade (LP) e diminui o limite de liquidez (LL), portanto reduzindo o índice de plasticidade (IP); causa o achatamento da curva de compactação devido à diminuição da massa específica aparente seca massa; e aumenta o Índice de Suporte Califórnia (ISC, também conhecido por sua sigla em inglês, CBR, de *California Bearing Ratio*) do solo;

- reações cimentantes – ocorrem entre os componentes argilosos do solo, a sílica (SiO_2) e a alumina (Al_2O_3), com a cal. O alto pH das moléculas de cal hidratada com alto teor de cálcio [$\text{Ca}(\text{OH})_2$] tende a dissolver a sílica e a alumina, e então a combinar o silício e o alumínio com os íons Ca^{++} da cal. Essa reação leva à formação de silicoaluminatos de cálcio hidratado (C-A-S-H), que aumentam a resistência do solo, pois são produtos semelhantes ao silicato de cálcio hidratado (C-S-H), principal composto que produz as propriedades cimentantes do cimento Portland, como visto no Capítulo 3.
- reações de carbonatação – são reações indesejadas, pois formam o CaCO_3 , um material de baixa resistência no solo quimicamente estabilizado. Essa reação se inicia quando a cal hidratada entra em contato com o CO_2 , tendo como produtos o CaCO_3 e a água. Também por isso, Little (1995) explica que a rocha carbonática deve ser aquecida à temperatura de dissociação dos carbonatos, sendo mantida esta temperatura mínima por um período longo até que o CO_2 liberado seja totalmente removido do produto resultante. O CaCO_3 acaba indisponibilizando o $\text{Ca}(\text{OH})_2$, impedindo a reação pozolânica e a formação do C-S-H.

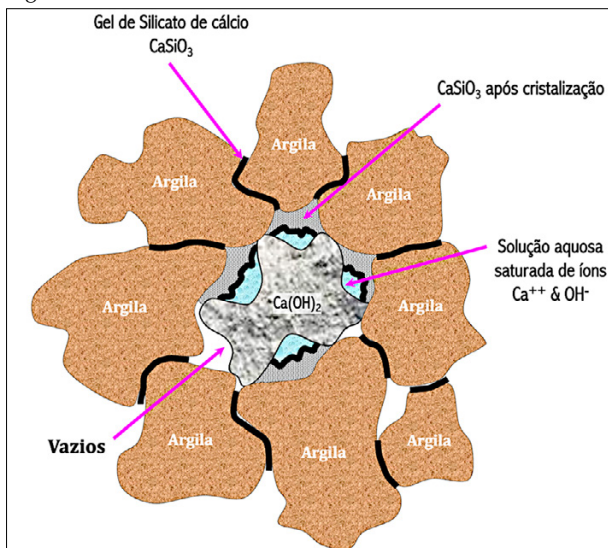
Figura 5.6 – Reações envolvidas na estabilização solo-cal



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 5.7 mostra a formação de produtos na interface do sistema solo-cal. Quando a argila do solo entra em contato com a cal e com a água, esta última fica saturada de íons Ca^{++} e OH^- . Ao redor de ambos, estão os vazios de ar e o silicato de cálcio (CaSiO_3) cristalizado. Entre os grãos de argila, forma-se uma espécie de gel de silicato de cálcio (Cristelo e Jalali, 2008).

Figura 5.7 – Interface do sistema solo-cal

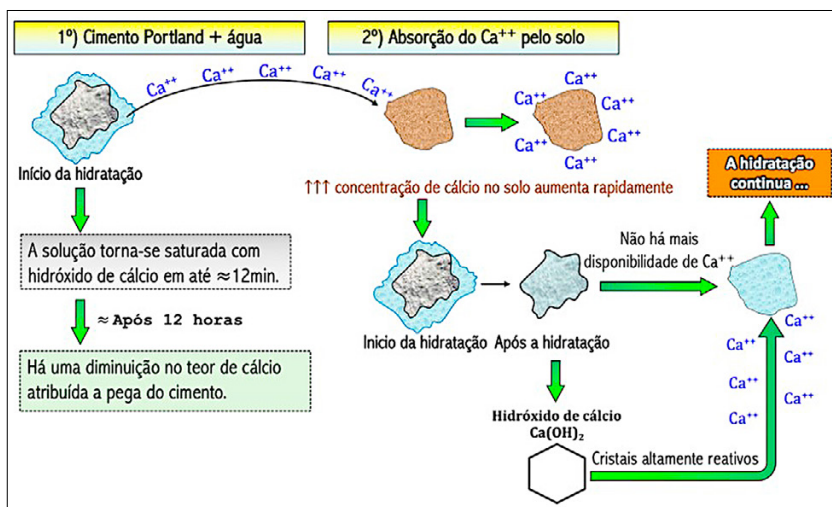


Fonte: Adaptada de Cristelo e Jalali (2008, p. 46).

5.2.2 Interface solo-cimento

Quando o cimento Portland entra em contato com a água, ocorre uma reação conhecida como hidratação do cimento. A solução (água + cimento Portland) torna-se saturada de hidróxido de cálcio em pouco tempo (≈ 12 minutos). Após aproximadamente doze horas, há uma diminuição do teor de cálcio atribuída à pega do cimento, em que há o consumo alto de água e íons de cálcio e a formação de cristais de C-S-H e Ca(OH)_2 (Prusinski e Bhattacharia, 1999), conforme Figura 5.8.

Figura 5.8 – Interface do sistema solo-cimento



Fonte: Elaborada pelos autores.

Ainda no início da hidratação, os íons Ca^{++} presentes na solução saturada entram em contato com o solo e são absorvidos por ele, aumentando rapidamente a concentração de Ca^{++} . Após a hidratação, não há mais disponibilidade de Ca^{++} no sistema água-solo e as reações cessam, mas os cristais de hidróxido de cálcio, que são altamente reativos, continuam cedendo Ca^{++} continuamente ao solo. A hidratação continua em um ritmo cada vez mais lento (podendo

durar anos), e o hidróxido de cálcio mantém os altos níveis de pH de cerca de 12,5, necessário para as reações pozolânicas de longo prazo (Prusinski e Bhattacharia, 1999).

5.3 Processos envolvidos na estabilização do solo por cal ou por cimento Portland

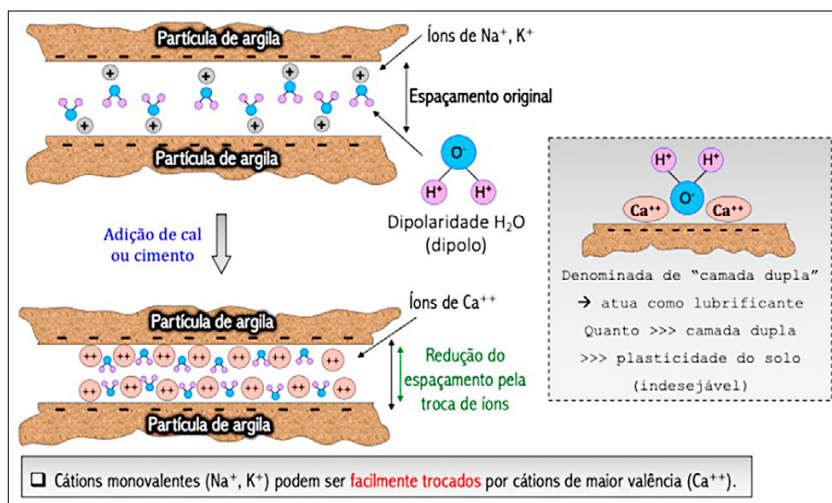
Os processos envolvidos na estabilização do solo por cal ou cimento Portland podem ser divididos em quatro etapas: (i) troca catiônica (Little (1995) e Prusinski e Bhattacharia (1999)); (ii) floculação e aglomeração (Picchi *et al.* (1988) e Little (1998)); (iii) hidratação do cimento (somente para o solo-cimento) (Prusinski e Bhattacharia, 1999); e (iv) reação pozolânica (Prusinski e Bhattacharia (1999) e Little (1998)), todas detalhadas a seguir.

5.3.1 Troca catiônica

A Figura 5.9 mostra a comparação do espaçamento entre as partículas de argila antes e após a adição de cal ou cimento. Quando a água entra em contato com a argila, cátions de Na^+ e K^+ e moléculas de água, que são dipolares, são atraídos para as superfícies de clivagem carregadas negativamente da argila. As superfícies de clivagem são planos entre as lamelas minerais, carregados negativamente, onde há adsorção de cátions e moléculas de água. Elas se formam do empilhamento de camadas de sílica tetraédrica e de alumina octaédrica por meio de ligações iônicas e covalentes. O contato dos íons e da água com a superfície da argila resulta em uma separação difusa de duas superfícies carregadas, comumente chamada de “camada dupla”, que atua como um lubrificante. Quanto mais espessa a dupla camada, mais ativo e plástico é o solo. Os cátions monovalentes como sódio e potássio (Na^+ e K^+) são os cátions que formam a dupla camada com as moléculas de água e podem ser facilmente trocados por cátions de valência mais alta, como o Ca^{++} . Esse processo faz com que haja uma redução do espaçamento entre os

grãos de argila devido à troca desses cátions. A troca catiônica ocorre nos primeiros minutos da mistura (Prusinski e Bhattacharia, 1999).

Figura 5.9 – Representação esquemática da troca catiônica

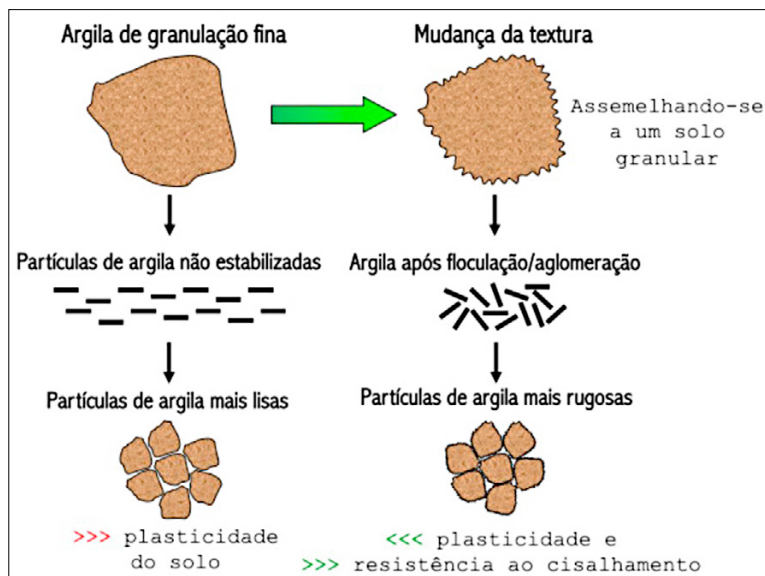


Fonte: Elaborada pelos autores.

5.3.2 Floculação e aglomeração

A floculação e a aglomeração alteram a textura da argila, deixando de ser um material plástico de grão fino, passando a um solo granular, conforme Figura 5.10. A floculação altera a estrutura da argila de uma estrutura plana e paralela para uma orientação de borda com faces mais aleatórias. A floculação tem sido atribuída ao alto teor de eletrólitos, ao alto pH e à redução da espessura da dupla camada por meio da troca catiônica (Herzog e Mitchell, 1963). A aglomeração inicia a formação de agregados maiores a partir de partículas de argila finamente divididas e melhora ainda mais a textura do solo argiloso, o que acaba por reduzir a plasticidade do solo e aumenta a sua resistência ao cisalhamento. A floculação e a aglomeração ocorrem dentro de várias horas após a mistura (Prusinski e Bhattacharia, 1999).

Figura 5.10 – Representação esquemática da floculação e aglomeração



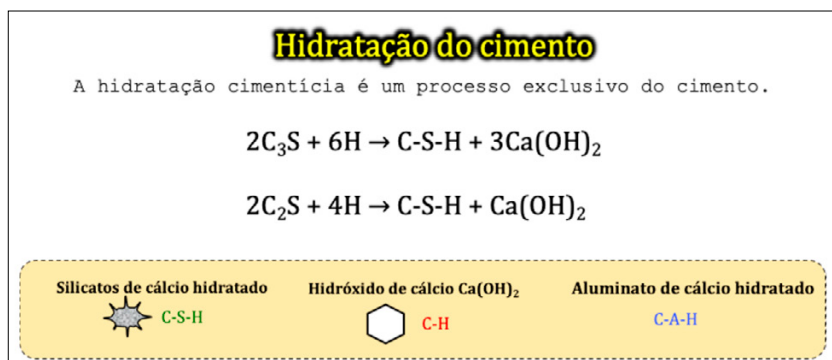
Fonte: Elaborada pelos autores.

5.3.3 Hidratação do cimento

Salienta-se novamente que a hidratação do cimento não ocorre no solo-cal, apenas no solo-cimento. O clínquer, matéria-prima da produção do cimento, é um produto hidráulico composto por quatro fases de óxido principais: silicato tricálcico (C_3S), silicato dicálcico (C_2S), aluminato tricálcico (C_3A) e aluminoferrita tetracálcica (C_4AF). As duas fases de silicato de cálcio C_3S e C_2S são as mais importantes no que diz respeito à estabilização do solo. Após a hidratação, essas duas fases produzem hidróxido de cálcio, que fornece cálcio disponível para troca catiônica e para a floculação e a aglomeração, levando também à formação de produtos como o C-S-H. Essas reações químicas são mostradas na Figura 5.11. Os aumentos de resistência do solo mais rápidos ocorrem entre um dia e um mês. Ganhos menores de resistência (devido à hidratação contínua e formação de material cimentício) continuam a ocorrer du-

rante anos (Prusinski e Bhattacharia, 1999). Mais detalhes podem ser consultados no Capítulo 3.

Figura 5.11 – Reações químicas dos produtos formados na hidratação do cimento

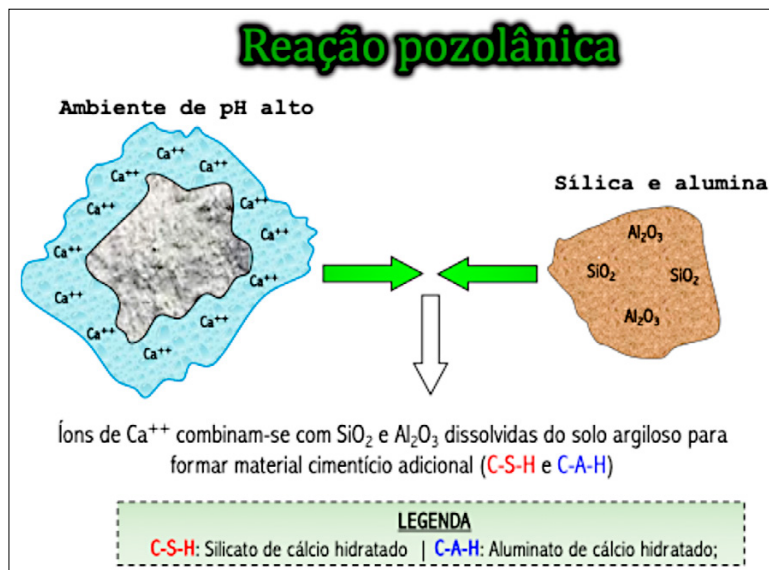


Fonte: Elaborada pelos autores.

5.3.4 Reação pozolânica

É um processo secundário de estabilização aplicável ao solo-cal e ao solo-cimento que ocorre em um ambiente de alto pH de um sistema estabilizado com cálcio. Isso faz com que a solubilidade e a reatividade da sílica e da alumina sejam elevadas (Herzog e Mitchell, 1963). Postula-se que os íons de cálcio se combinam com sílica e alumina presentes na argila para formar um material cimentício adicional (C-S-H e C-A-H) (Eades, 1962), conforme Figura 5.12. As reações pozolânicas básicas ocorrem ao longo de meses e anos e podem fortalecer ainda mais um solo estabilizado, reduzindo a sua plasticidade. Se as reações pozolânicas não forem adequadas, o Ca^{++} pode ficar susceptível à lixiviação, reduzindo o pH da mistura, o que irá reverter o solo à sua condição original (não estabilizado).

Figura 5.12 – Representação esquemática da reação pozolânica



Fonte: Elaborada pelos autores.

5.4 Importância da estabilização de solos para o suporte de pavimentos de concreto Portland e de pavimentos asfálticos

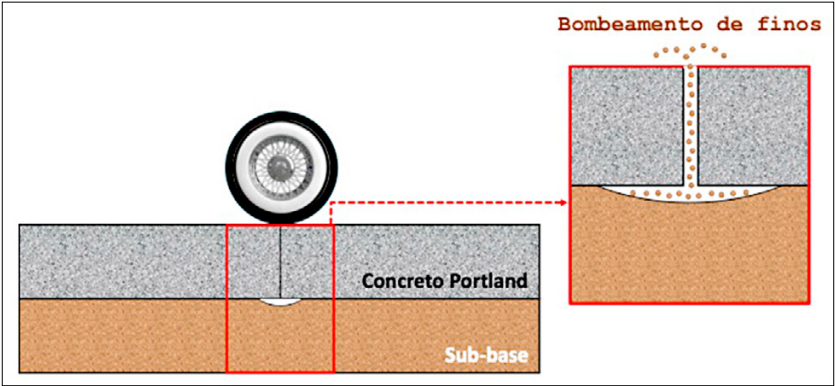
São muitas as normas que estabelecem o uso de cimento Portland e de cal em camadas de pavimentos, de modo a incrementar as respectivas capacidades de suporte. Entre elas, podem-se citar: (i) sub-base de solo melhorado com cimento (DNIT 140/2021 – ES, 2021); (ii) base de solo melhorado com cimento (DNIT 142/2022 – ES, 2021); (iii) base de solo-cimento (DNIT 143/2022 – ES, 2022); (iv) subleito de solo melhorado com cal (DNIT 422/2019 – ES, 2019); (v) sub-base de solo-cal (DNIT 421/2019 – ES, 2019); e (vi) base de solo-cal (DNIT 420/2019 – ES, 2019). As normas do DNIT fazem uma distinção entre solo-cimento e solo melhorado com cimento, informando que o solo melhorado com cimento possui teores

entre 2 e 4%, enquanto o solo-cimento tem teores situados na faixa de 5 a 8 %. Em relação à cal, o solo melhorado com cal possui teores entre 2 e 4%.

Uma importante diferenciação entre as palavras estabilização e modificação é feita por Arman (1991). A estabilização atua no aumento da resistência dos solos por meios químicos e mecânicos para capacitá-los a resistir às ações destrutivas do homem e da natureza. A modificação química do solo, por cimento Portland ou cal, pode alterar determinada propriedade específica, não atendendo a todos os requisitos impostos aos componentes de um sistema de pavimento. Por exemplo, baixas porcentagens de cimento Portland podem ser adicionadas a solos de baixa plasticidade para torná-los mais estáveis, adequando-se aos equipamentos de construção; ou a cal pode ser adicionada a uma argila para reduzir sua alta plasticidade. Assim, nenhum desses procedimentos de modificação seria suficiente para desenvolver a resistência e a durabilidade necessárias para os materiais que compõem as subcamadas de um pavimento.

Em pavimentos de concreto de cimento Portland, a estabilização química tem por finalidade fornecer suporte uniforme e estável para a placa de concreto. A sub-base deve ter um material de drenagem livre e resistente a erosão para evitar o bombeamento de finos por entre as juntas, conforme Figura 5.13. Nesse sentido, a estabilização química faz com que o solo da sub-base seja menos susceptível à erosão (Qamhia e Tutumluer, 2021).

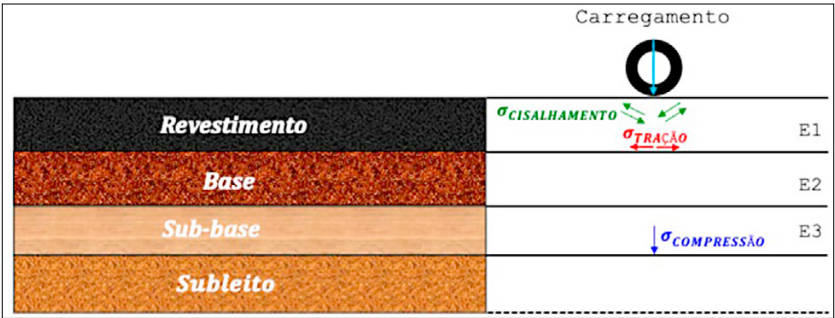
Figura 5.13 – Importância da estabilização para um pavimento de concreto de cimento Portland



Fonte: Elaborada pelos autores.

Quanto menor for a razão entre os módulos das camadas (por ex.: E_1/E_2 denotando a relação de módulos entre o Revestimento e a Base), melhor será a distribuição de tensões devido às cargas mecânicas. Adicionar cal ou cimento Portland aumenta a rigidez da camada de base (Little, 1995), o que pode reduzir o aparecimento de defeitos no revestimento de pavimentos asfálticos. A redução da plasticidade do solo pela estabilização melhora também o confinamento do solo, o que faz aumentar a capacidade de suporte deste, conforme a Figura 5.14.

Figura 5.14 – Importância da estabilização para um pavimento asfáltico



Fonte: Elaborada pelos autores.

5.5 Produção científica voltada às interfaces solo-cal e solo-cimento portland

Especificamente, este tópico 5.5 apresenta resultados de artigos científicos sobre o efeito da adição de cal e de cimento Portland a solos aplicados em subcamadas de pavimentos. Os artigos usados como principais referências são, respectivamente:

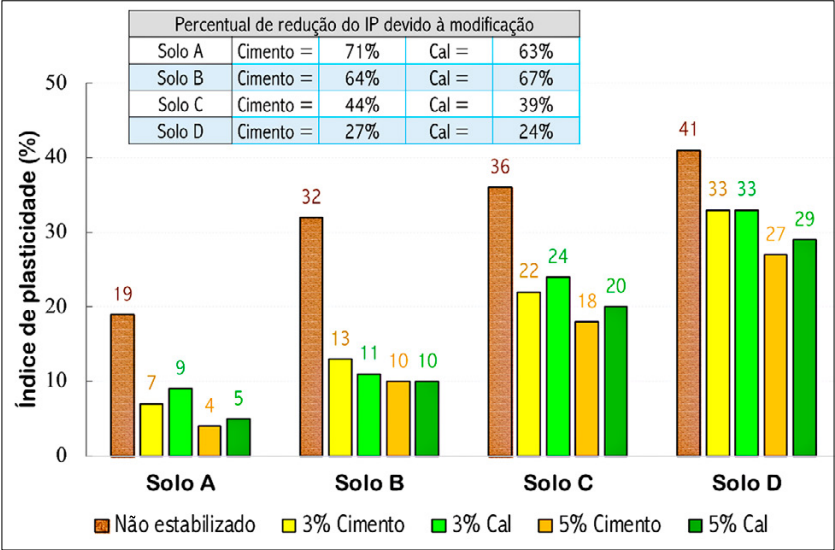
- *effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils* (Prusinski e Bhattacharia, 1999);
- *comparing the conventional soil stabilization methods to the consolid system used as an alternative admixture matter in Isparta Daridere material* (Eren e Filiz, 2009);
- *the strength and microstructural behavior of lime stabilized subgrade soil in road construction* (Dhar e Hussain, 2019);
- *application of recycled aggregates from construction and demolition waste with Portland cement and hydrated lime as pavement subbase in Brazil* (Beja et al., 2020).

5.5.1 Qual a eficiência do cimento Portland e da cal na estabilização de solos argilosos?

Os objetivos do estudo de Prusinski e Bhattacharja (1999) foram revisar criticamente pesquisas realizadas até o momento sobre cal e cimento como estabilizadores; além de discutir semelhanças e diferenças entre cimento e cal no que diz respeito ao mecanismo de estabilização, seu efeito nas propriedades e na durabilidade das argilas estabilizadas. Por outro lado, o objetivo de Eren e Filiz (2009) foi investigar diferentes aditivos, entre eles a cal e o cimento, em relação à melhoria nas propriedades do solo.

A Figura 5.15 mostra o efeito do teor de estabilizante no IP dos solos analisados por Prusinski e Bhattacharja (1999). Tanto a cal quanto o cimento Portland reduziram o IP dos solos, todavia o percentual de redução variou com o tipo de solo. O solo A, por exemplo, teve uma redução percentual mais elevada do que o solo D devido à estabilização tanto por cal quanto por cimento.

Figura 5.15 – Efeito do teor de estabilizante no índice de plasticidade dos solos

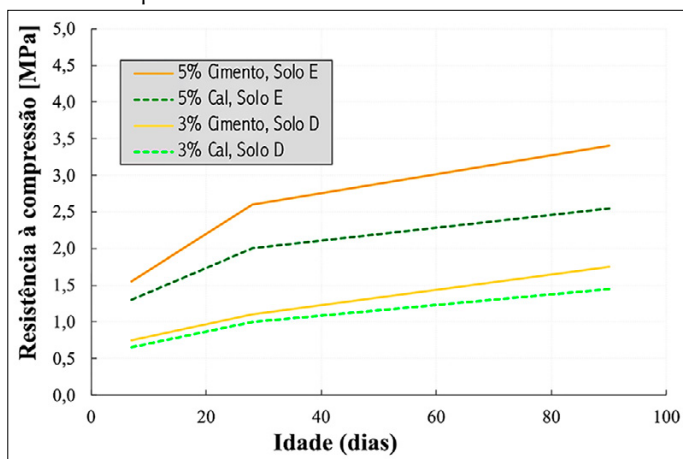


Fonte: Adaptada de Prusinski e Bhattacharja (1999).

Em relação a resistência à compressão, a Figura 5.16 traz exemplos nos quais o cimento é mais eficiente do que a cal, embora haja literatura que aponte o efeito de longo prazo da melhoria de resistência em determinados tipos de solos estabilizados com cal. No exemplo, com o teor de 3%, a resistência do solo melhorado com cimento foi em média $\approx 13\%$ maior do que a do solo melhorado com cal. Com o teor de 5%, o aumento foi de $\approx 21\%$ a favor do cimento. O aumento da resistência dos solos após noventa dias com 3% de cimento foi de $\approx 133\%$ e com 3% de cal foi de $\approx 123\%$. Com 5% de cimento, este incremento foi de $\approx 119\%$ e com 5% de cal foi de $\approx 96\%$.

Reforça-se que tanto o teor de cimento e de cal quanto a idade da cura são fatores importantes para o ganho de resistência do solo estabilizado, além das próprias características do solo. Portanto, qualquer tentativa de generalização de um tipo de estabilização em favor de outra, deve ter esses recortes muito bem definidos.

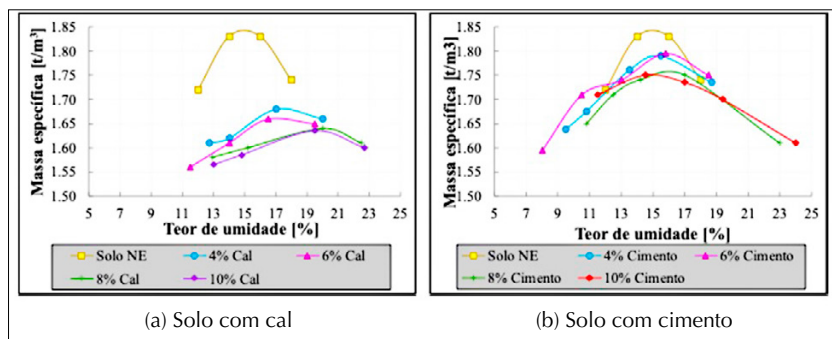
Figura 5.16 – Efeito do estabilizador e da idade de cura na resistência à compressão



Fonte: Adaptada de Prusinski e Bhattacharja (1999, p. 221).

O estudo de Eren e Filiz (2009) mencionou que quanto maior o teor de cal, menor será a massa específica máxima do solo. A adição de cal também aumentou levemente a umidade ótima (saindo de $\approx 15\%$ para valores entre ≈ 17 e 20%). O cimento, por sua vez, não mostrou uma tendência clara de mudança da umidade ótima, apesar de ter reduzido levemente a massa específica (cf. Figura 5.17 (a) e (b)).

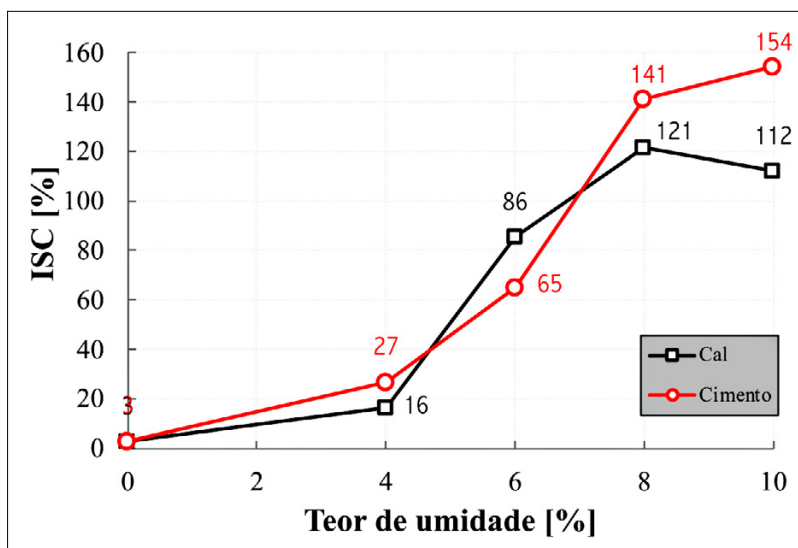
Figura 5.17 – Efeito da cal e do cimento na umidade ótima e na massa específica do solo



Fonte: Adaptada de Eren e Filiz (2009, p. 2478).

Em relação ao ISC, 8% de cal reduziram a capacidade de suporte do material, demonstrando que não se trata de fazer um uso indiscriminado de teor do material estabilizante, sob o risco de incorrer num gasto sem qualquer agregação de melhoria. A Figura 5.18 mostra que, no teor de 4%, a capacidade proporcionada pela cal (ISC = 86%) mostrou-se maior do que a capacidade proporcionada pelo cimento no mesmo teor (ISC = 65%). O cimento continuou aumentando seu ISC possivelmente devido à sua contínua hidratação (Eren e Filiz, 2009).

Figura 5.18 – Efeito do teor de umidade em solos estabilizados por cal e cimento no ISC



Fonte: Adaptada de Eren e Filiz (2009, p. 2479).

Resumidamente, esses dois estudos chegaram às seguintes conclusões (Prusinski e Bhattacharia (1999) e Eren e Filiz (2009)):

- o cálcio é o ingrediente mais importante na estabilização das argilas. O cimento fornece cálcio inicialmente pela dissolução das principais fases de óxido (C_3S e C_2S principalmente) e depois pela formação de hidróxido de cálcio como subproduto da hidratação. A cal fornece cálcio pela dissolução do hidróxido de cálcio na presença de água;

- somente o cimento produz resistência e aumento da durabilidade do material em idades relativamente precoces por meio da hidratação;
- tanto o cimento quanto a cal podem produzir alterações de propriedade que são duráveis ao longo da vida de um pavimento, desde que o estabilizador seja proporcionado e aplicado corretamente. A lixiviação de cálcio é uma preocupação na adição de cal, enquanto o cimento forma quantidades significativas de material cimentício (devido à hidratação) dentro de algumas horas após a mistura, o que reduz a permeabilidade e inibe a lixiviação;
- ainda que um aditivo seja preferível para estabilizar uma amostra de solo com certas características, mesmo que seja por seu preço inferior em um dado momento, os valores de capacidade de carga do material com os diferentes aditivos devem aumentar quando seus períodos de cura são estendidos. Esse critério também deve ser levado em consideração na avaliação;
- enquanto o valor de plasticidade do solo natural é de 15% neste estudo, cal e cimento causaram reduções significativas nos valores de plasticidade e, como resultado, as resistências aumentaram, mas os valores de dilatação diminuíram.

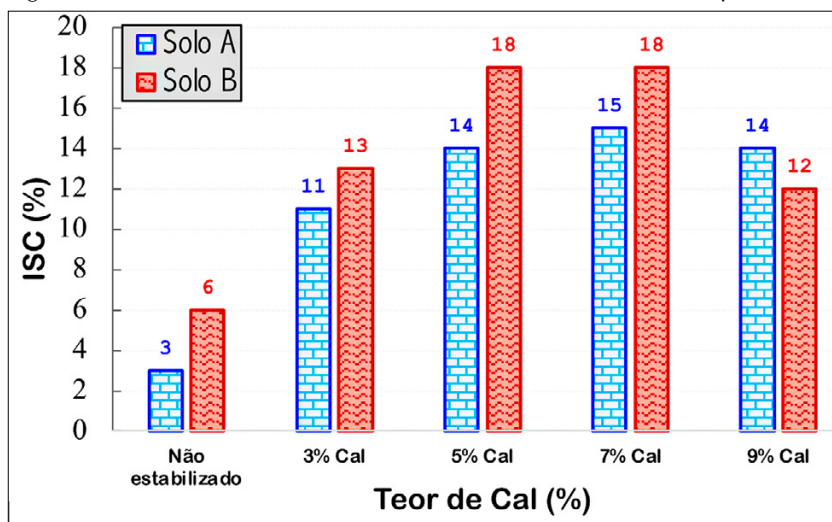
5.5.2 Qual o efeito da estabilização do subleito com cal na sua resistência?

O principal objetivo em Dhar e Hussain (2019) foi estudar a resistência e a melhoria da capacidade de suporte do solo do subleito de um pavimento estabilizado com cal. Além disso, os parâmetros influentes como teor de calcário, duração da cura e propriedade do solo, que governam a resistência e a capacidade de carga do solo estabilizado com cal, também foram discutidos. Dois solos (denominados A e B) foram usados na investigação, sendo que estes exibiam baixa resistência e capacidade de carga, portanto, resultando em falha das estruturas construídas sobre eles.

A Figura 5.19 mostra que os dois solos analisados possuíam valores de ISC bem baixos (solo A = 3 e solo B = 6). Para o solo A, 7%

de cal tiveram maior valor de ISC, enquanto que, para o solo B, o maior valor de ISC foi com o teor de 5%. A partir de 7% de cal, o valor do ISC começa a ser reduzido (Dhar e Hussain, 2019). Esse comportamento também foi notado no estudo de Eren e Filiz (2009), conforme Figura 5.18, a partir do teor de 8%. Salienta-se que outros ensaios como Resistência à compressão Simples (RCS), Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) e Módulo de Resiliência (MR) têm sido empregados para investigar os efeitos da modificação do solo pela cal, pois esses ensaios podem captar de maneira mais assertiva os tempos de cura e a consequente mudança de rigidez com o tempo.

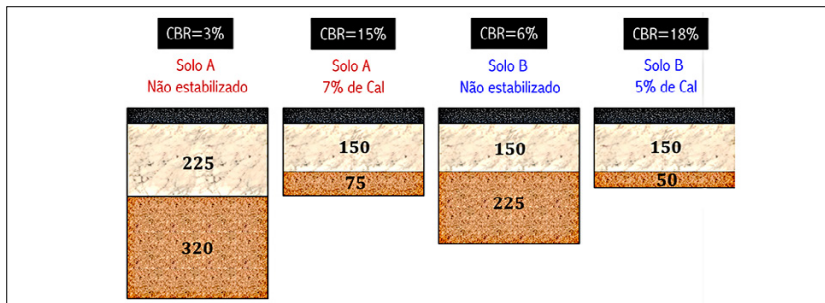
Figura 5.19 – Efeito do teor de cal no ISC de dois solos de subleito de pavimentos



Fonte: Adaptada de Dhar e Hussain (2019, p. 7).

Adicionalmente, Dhar e Hussain (2019) dimensionaram pavimentos baseados no ISC nas seguintes configurações: (I) solo A não estabilizado; (II) solo B não estabilizado; (III) solo A com 7% de cal; e (IV) solo B com 5% de cal. Analisando a Figura 5.20, que mostra a espessura em milímetros das camadas dimensionadas, nota-se que o uso da cal no subleito reduziu em média até 58% na espessura total das camadas no caso do solo A e 46% no caso do solo B.

Figura 5.20 – Dimensionamento baseado no ISC antes e após a estabilização do solo



Fonte: Elaborada pelos autores.

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Dhar e Hussain, 2019):

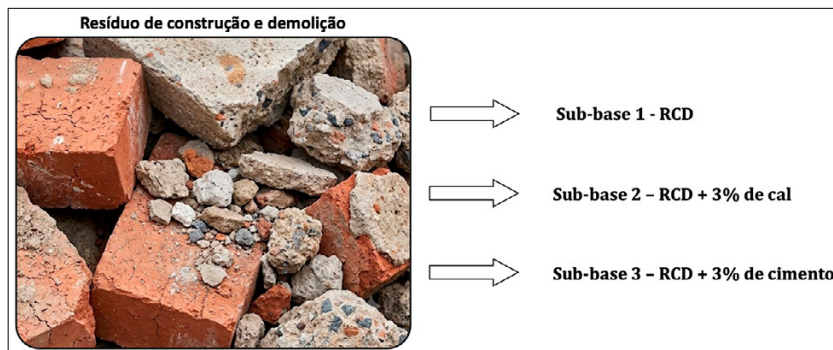
- o valor do ISC dos dois solos mostrou uma melhoria notável após a adição de 3% de cal e continuou aumentando com a aumento do teor de cal;
- o valor máximo de ISC obtido para o solo A foi de 7% de cal, enquanto para o solo B foi de 5% de cal. O solo A requer mais cal por causa de suas grandes frações de argila que precisam de uma porcentagem relativamente maior do que o solo B para alterar as características físico-químicas;
- o uso da cal pode reduzir a espessura total do pavimento, reduzindo o custo total da construção.

5.5.3 Qual o efeito da aplicação de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição com cimento Portland e cal hidratada como sub-base de pavimentos?

O trabalho de Beja *et al.* (2020) objetivou avaliar a aplicação e o comportamento do resíduo reciclado de construção e demolição (RCD) como material de sub-base de pavimentos. Além disso, foram avaliados os benefícios da adição de cimento Portland ou cal hidratada ao RCD. A Figura 5.21 mostra uma imagem genérica de um RCD, além dos percentuais de cal e cimento adicionados nas camadas de sub-base. O RCD usado possuía pedras (44%), argamassa/

concreto (42%), tijolos/telhas de barro (13%), além de outros materiais como madeira, plástico, papel e vidro (1%). Entre outras coisas, as investigações se basearam no módulo de resiliência (MR) e na deflexão da superfície do revestimento.

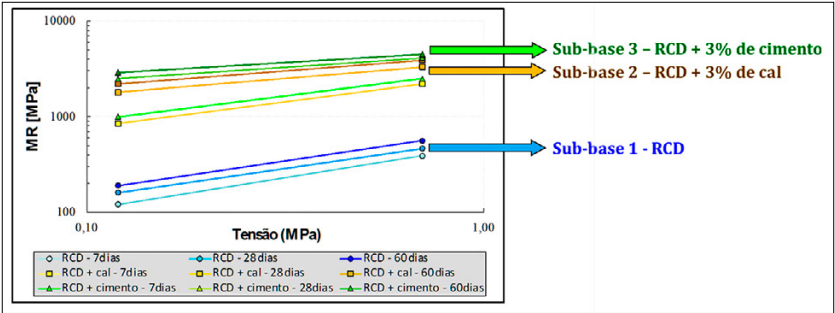
Figura 5.21 – Camadas de sub-base analisadas



Fonte: Elaborada pelos autores.

Tanto cimento quanto cal aumentaram a rigidez do RCD consideravelmente. As misturas estabilizadas em câmara de umidade controlada por sete dias apresentaram valores menores de rigidez se comparadas a 28 e 60 dias. Com base no aumento dos módulos resilientes do RCD, ao longo do tempo observado, pode-se afirmar que as reações cimentantes e pozolânicas ocorreram devido à presença de finos cerâmicos e cimento não hidratado nos agregados RCD, o que aumentou a rigidez do material, conforme Figura 5.22 (Beja *et al.*, 2020).

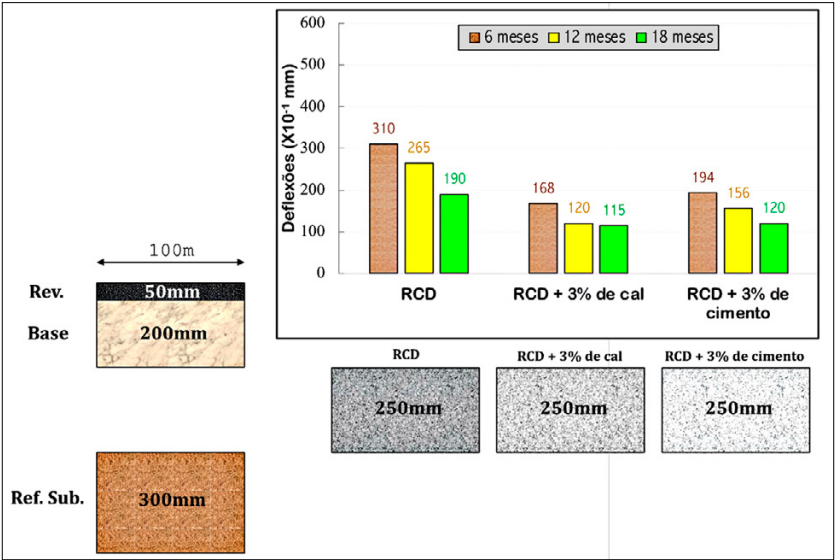
Figura 5.22 – Módulo de resiliência em função do tipo de estabilização e tempo de cura



Fonte: Adaptada de Beja *et al.* (2020, p. 4).

A Figura 5.23 apresenta as deflexões avaliadas em campo em três oportunidades após a construção (seis, doze e dezoito meses depois) com o objetivo de avaliar as condições estruturais, que foram estudadas por meio do *falling weight deflectometer* (FWD).

Figura 5.23 – Deflexões das seções experimentais de pavimento com RCD como sub-base



Fonte: Adaptada de Beja, Motta e Bernucci (2020, p. 5).

A comparação da deflexão máxima média de cada pista de teste nos três períodos de levantamento indicou uma redução na deflexão máxima, o que se associa a um ganho de rigidez. O RCD teve redução de 38% após dezoito meses nas deflexões; a cal reduziu 31% após dezoito meses; e o cimento reduziu 38% após dezoito meses. Entretanto, cal e cimento apresentaram deflexões bem mais baixas que o RCD após dezoito meses Beja *et al.* (2020).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões Beja *et al.* (2020):

- os agregados de RCD podem ser usados com sucesso como material de sub-base de pavimento sob carga de tráfego pesado;
- a rigidez do agregado RCD aumentou com o tempo, provavelmente por causa da reação pozolânica causada pela combinação de água e cimento não hidratado da argamassa ou do concreto, ou partículas finas de tijolos e telhas cerâmicas, durante o processo de compactação;
- a adição de cimento ou cal aumenta significativamente o módulo de resiliência do RCD, consequentemente, reduz a deflexão na superfície do pavimento, bem como sua variação.

Referências

AFRIN, H. A review on different types soil stabilization techniques. *International Journal of Transportation Engineering and Technology*, v. 3, n. 2, p. 19-24, 2017.

ALVES, J. D. *Materiais Alternativos de Construção*. Goiânia: Editora da Universidade Católica de Goiás, 2006. 103 p.

ARMAN, A. *Stabilization and Modification of Pavement Components*. 1991.

BEJA, I. A.; MOTTA, R.; BERNUCCI, L. B. Application of recycled aggregates from construction and demolition waste with Portland cement and hydrated lime as pavement subbase in Brazil. *CBM*, v. 258, 2020.

- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. *Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos*. Rio de Janeiro, 2015. v. 1.
- CRISTELO, N. M. C.; JALALI, S. *Estabilização de solos com cal*. Edição TecMinho. ISBN:978-989-95961-1-5,136. Guimarães. 2008.
- SILVA, J. O. *Desenvolvimento de estudos para elaboração do plano duodecenal (2010-2030) de geologia, mineração e transformação mineral: produto RT 72: perfil da cal*. Brasília, DF: Ministério de Minas e Energia (MME). Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral-SGM/Banco Mundial/Banco Internacional para a Reconstrução e Desenvolvimento (BIRD), 2009.
- DHAR, S.; HUSSAIN, M. The strength and microstructural behavior of lime stabilized subgrade soil in road construction. *International Journal of Geotechnical Engineering*, p. 1–13, 2019.
- DIAMOND, S.; KINTER, E. B. Mechanisms of soil-lime stabilization. *Highway research record*, v. 92, n. 303, p. 83-102, 1965.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 140/2021 – ES. Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2021.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 142/2022 – ES. Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2021.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 143/2022 – ES. Pavimentação – Base de solo-cimento - Especificação de serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2022.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 420/2019 – ES. Pavimentação – Sol-Cal – Adição de cal para Estabilização de camada de Base – Especificação de Serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 421/2019 – ES. Pavimentação – Solo-Cal – Adição de cal para Estabilização de camada de Sub-base – Especificação de Serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. *DNIT 422/2019 – ES. Pavimentação – Solo-Cal – Adição de cal para Melhoria de Subleito – Especificação de Serviço*. Rio de Janeiro: DNIT, 2019.

EADES, J. L. *Reactions of $\text{Ca}(\text{OH})_2$ with Clay Minerals in Soil Stabilization*. Ph.D. thesis. Geology Department, University of Illinois, Urbana, 1962.

EREN, S.; FILIZ, M. Comparing the conventional soil stabilization methods to the consolid system used as an alternative admixture matter in Isparta Darıdere material. *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 7, p. 2473-2480, 2009.

FIROOZI, A. A.; OLGUN, C. G.; FIROOZI, A. A.; BAGHINI, M. S. Fundamentals of soil stabilization. *International Journal of Geo-Engineering*, v. 8, p. 1-16, 2017.

HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying stabilization of clay with cement. *Highway Research Record*, n. 36, 1963.

LITTLE, D. N. *Evaluation of structural properties of lime stabilized soils and aggregates*. Arlington: National lime association, 1998.

LITTLE, D. N. *Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime*. 1995.

MANUAL, CONSTRUCTION. *Lime-treated soil construction manual lime stabilization & lime modification*. published by National Lime Association, USA, Bulletin, v. 326, 2004.

NATIONAL INSTITUTE FOR TRANSPORT AND ROAD RESEARCH. *Cementitious stabilizers in road construction*. Pretoria, South Africa: Committee of State Road Authorities; 1986. Report No.: TRH 13.

NOGUEIRA, J. C. A. *et al.* Construções com solo-cal: considerações sobre a transferência de tecnologia a uma comunidade na cidade de João Pessoa. *Revista InterScientia*, v. 4, n. 2, p. 123-136, 2016.

PICCHI, F. A.; CINCOTTTO, M. A.; BARROS, J. M. C. *Tijolos de solo-cal*. Tecnologia das Edificações. São Paulo: Pini, 1988.

PRUSINSKI, J.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, v. 1652, p. 215–227, 1999.

SILVA, J. O. *Desenvolvimento de estudos para elaboração do plano duodecenal (2010-2030) de geologia, mineração e transformação mineral*: produto RT 72: perfil da cal. Brasília, DF: Ministério de Minas e Energia (MME). Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral-SGM/Banco Mundial/Banco Internacional para a Reconstrução e Desenvolvimento (BIRD), 2009.

QAMHIA, I. I. A.; TUTUMLUER, E. *Review of improved subgrade and stabilized subbases to evaluate performance of concrete pavements*. FHWA-ICT-21-011, 2021.

6

Outras interfaces em materiais cimentícios

6.1 Relevância da interface aço-concreto

Como visto no Capítulo 3, o concreto é um material que resiste relativamente bem quando solicitado à compressão, porém, à tração, mostra-se mais susceptível a processos de danificação. Para compensar essa característica negativa, a engenharia aprimorou, ao longo dos anos, uma combinação eficaz de materiais, incorporando um material mais resistente à tração para suprir a fragilidade do concreto a esse modo de falha, sendo o aço o de mais largo uso. À combinação desses dois materiais, concreto de cimento Portland e aço, dá-se o nome de concreto armado, e costumam ser usadas barras de aço, ainda que outros tipos como vergalhões de fibra de vidro tenham sido propostos.

Curiosamente, essa combinação não foi uma ideia imediata, nem surgiu originalmente na Engenharia Civil, onde encontrou seu pujante uso e alçou o concreto armado ao posto de principal material estrutural da atualidade. Na verdade, após a descoberta do cimento

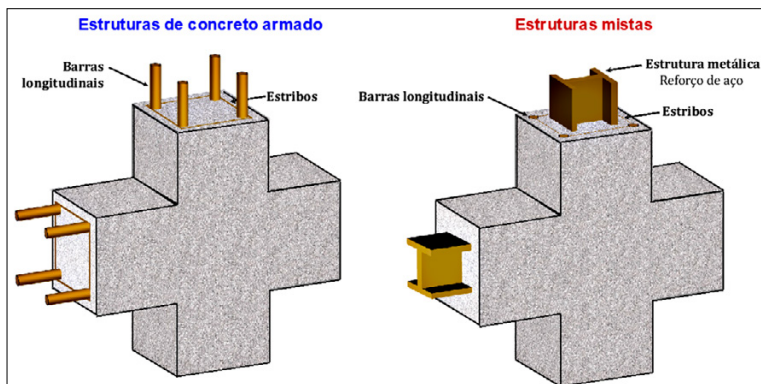
Portland e seu aprimoramento como ligante hidráulico nos séculos XVIII e início do XIX, foi apenas em 1861 que o jardineiro francês Joseph Monier, descontente com os materiais utilizados para construir jarros de plantas, construiu vasos ornamentais em argamassa reforçada com aço. Monier patenteou essa invenção em 1867, e o material foi incorporando agregados (tornou-se concreto) e encontrando outros usos (também patenteados por ele) com o passar do tempo. Passou a ser usado em tubos e bacias (1868), painéis para fachadas de edifícios (1869), pontes (1873) e vigas (1878). Antes de Monier, o agricultor Francês Lambot, havia construído um barco de concreto armado em 1849 e o havia apresentado na Exposição Universal de Paris em 1855. Apesar de não mencionado nos históricos, desde os anos 1970, há, principalmente na América do Norte e na Europa, competições de alunos de Engenharia Civil para a construção e o uso de canoas de concreto. Trata-se de um belo exercício das habilidades do Engenheiro Civil e uma demonstração de aplicação do conhecimento concreto e metafórico sobre Superfícies e Interfaces, dentro e fora da canoa.

Quando se combinam materiais diferentes, há uma tendência ao surgimento de uma interface entre eles e, invariavelmente, essa região é mecânica e estruturalmente mais susceptível à formação e propagação de trincas, fissuras ou outros tipos de processos de danificação. Assim, Fusco (1995) explica que a existência do concreto armado decorre essencialmente da solidariedade, garantida pela aderência existente entre o concreto e o aço, que impede o escorregamento relativo entre os materiais. Mesmo em situação de variação de temperatura, que poderia gerar tensões na interface entre materiais de natureza diferente, conforme mencionado nos demais capítulos, isso é diminuto no caso de concreto armado. Isso se dá pelo fato de os coeficientes de dilatação desses materiais serem muito próximos (aproximadamente $1,0\mu\text{m}/\text{m}/^{\circ}\text{C}$ para o concreto e $1,2\mu\text{m}/\text{m}/^{\circ}\text{C}$ para o aço). Apenas a temperaturas da ordem de 150°C , tensões internas passam a ser relevantes. Por outro lado, Cai *et al.* (2020) mencionam que a interface aço-concreto (IAC) é conhecida

por influenciar a corrosão do aço, pois a qualidade da AIC também depende das propriedades do concreto.

O estudo da interface aço-concreto é essencial para garantir uma aderência eficiente entre os materiais, reduzindo o risco de deslizamento das armaduras, fissuração e processos de corrosão. A Figura 6.1 apresenta dois tipos de sistemas estruturais que envolvem essa interface: o concreto armado e as estruturas mistas. No concreto armado, as barras de aço são incorporadas ao concreto ainda fresco, de modo que ambos os materiais atuam de forma solidária e indissociável na resistência à tração e à compressão — formando um único sistema estrutural. Já nas estruturas mistas, o conceito é mais amplo: combinam-se elementos estruturais distintos (como vigas metálicas e lajes de concreto), que mantêm sua identidade, mas trabalham em conjunto por meio de dispositivos de ligação mecânica, como conectores de cisalhamento. Portanto, toda estrutura de concreto armado pode ser vista como uma combinação de aço e concreto, mas nem toda estrutura mista é simplesmente concreto armado — a diferença está na configuração e no nível de independência estrutural dos componentes.

Figura 6.1 – Interfaces aço-concreto comuns na engenharia civil



Fonte: Elaborada pelos autores.

O desempenho de elementos estruturais mistos e de concreto armado depende, em grande parte, do mecanismo de transferência

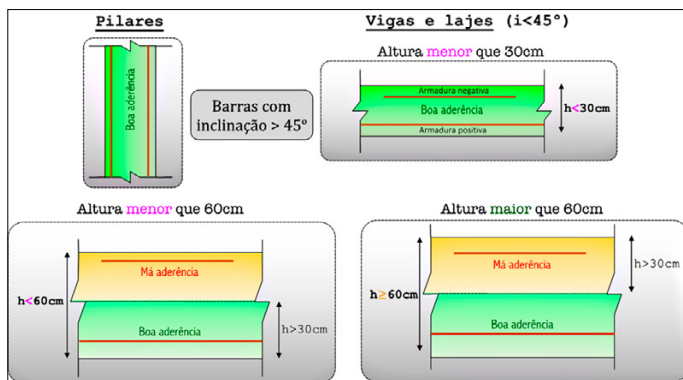
de carga das interfaces. À medida que a carga aumenta, o dano se desenvolverá na interface e na camada próxima aos materiais adjacentes. A formação de uma macrotrinca na interface pode levar a um deslizamento e, por conseguinte, a uma queda drástica da capacidade de transferência de carga da interface (Soh *et al.*, 1999).

A norma NBR 6118 (2014), que tem por objetivo fixar os requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, estabelece a verificação de aderência das armaduras do concreto armado em relação à posição da barra durante a concretagem. Consideram-se em boa situação, quanto à aderência, os trechos das barras que estejam em uma das seguintes posições:

- barras com inclinação maior do que 45° em relação à horizontal;
- barras horizontais ou com inclinação menor do que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - a) para elementos estruturais com espessura (h) $< 60\text{cm}$, localizados no máximo 30cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
 - b) para elementos estruturais com $h \geq 60\text{cm}$, localizados no mínimo 30cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Os trechos das barras em outras posições e quando do uso de fôrmas deslizantes devem ser considerados em má situação quanto à aderência. A Figura 6.2 exemplifica os trechos com boa aderência, representados pela cor verde, e os trechos com má aderência, representados em cor laranja. No caso de má aderência, esta pode ser melhorada por adesão, por atrito ou mecanicamente, que serão melhor detalhadas a seguir.

Figura 6.2 – Situação da aderência das barras em função da posição

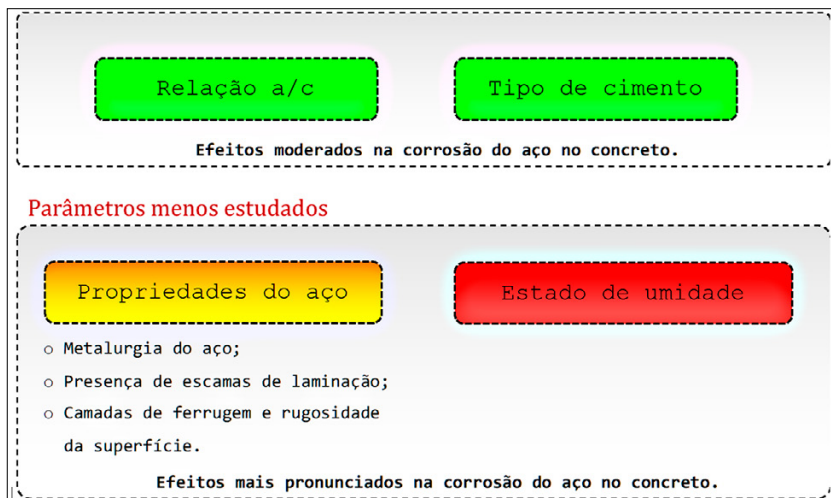


Fonte: Adaptada de Marino e Dalledone (2016).

À luz da literatura, o comitê técnico do Rilem 262-SCI (Angst, 2019) determinou que parâmetros como relação a/c e tipo de cimento foram estudados mais extensivamente nas investigações sobre IAC. Todavia, a literatura indica consistentemente que esses parâmetros têm apenas um efeito moderado na corrosão do aço e que outros parâmetros como os indicados na Figura 6.3 possuem efeitos mais pronunciados nesse tipo de dano. Os autores concluíram que os mecanismos relacionados à IAC são complexos e apresentam grandes oportunidades para novas pesquisas em corrosão de aço em concreto.

No nível macroscópico, a ruptura da IAC é um dos efeitos deletérios que pode ser associado a grandes vazios cheios de água que se formam sob as barras de reforço devido ao acúmulo excessivo de água na IAC (Page, 2009). Dessa forma, nota-se que a água também é um fator primordial para a qualidade da IAC. Por consequência, a exsudação no concreto se torna ainda mais relevante quando se fala da IAC.

Figura 6.3 – Fatores que afetam a corrosão do aço no concreto

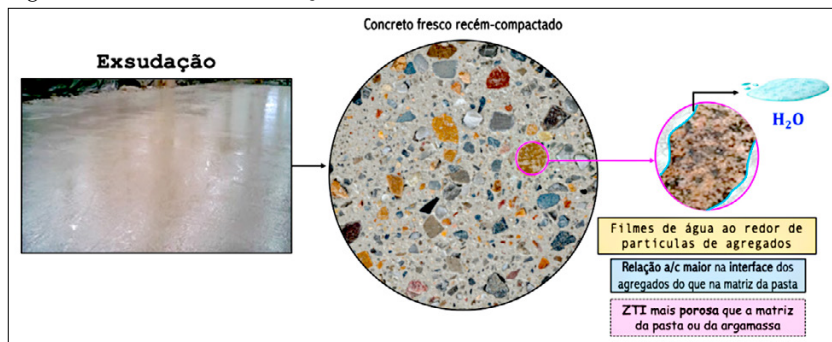


Fonte: Elaborada pelos autores.

6.2 Efeito da exsudação e da aderência na interface aço-concreto

Como visto no Capítulo 3, a água afeta a porosidade da zona de transição na interface (ZTI) entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, o que interfere na resistência do concreto de maneira geral. A Figura 6.4 exemplifica como a exsudação pode ter efeito negativo na ZTI. Entretanto, a exsudação também pode afetar negativamente a IAC, conforme será apresentado a seguir. A exsudação é a tendência de a água de amassamento vir à superfície do concreto recém-lançado, devido ao fato de sua massa específica (1g/cm^3) ser menor do que a dos agregados ($\approx 2,7\text{g/cm}^3$) e à do cimento ($\approx 3,1\text{g/cm}^3$).

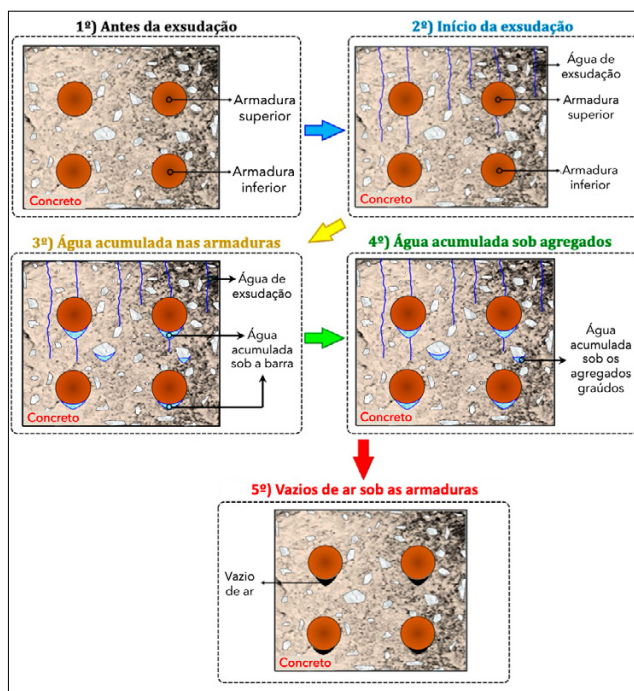
Figura 6.4 – Efeito da exsudação na ZTI



Fonte: Elaborada pelos autores.

A Figura 6.5 exemplifica o efeito da exsudação na IAC dividindo o mecanismo em cinco etapas:

Figura 6.5 – Efeito da exsudação na IAC



Fonte: Elaborada pelos autores.

- antes da exsudação – as armaduras superiores e inferiores estão solidarizadas ao concreto;
- início da exsudação – a água de amassamento tende a se movimentar pela diferença de natureza com os materiais dispersos, em particular de baixo para cima por diferença de densidade, atingindo a superfície do concreto. Entre os exemplos de falhas de processo que podem provocar a exsudação, vale destacar o excesso ou falta de vibração, o excesso de água de amassamento, o baixo teor de cimento e a presença de poeira fina (pulverulência) na areia;
- acúmulo de água nas armaduras – a ascensão da água de amassamento atinge as armaduras e tendem a se acumular na parte inferior da barra. Como a água está sendo direcionada à superfície, a parte inferior do concreto tende a ficar com um teor mais baixo de água, e por isso esse fenômeno tende a ser mais acentuado nas armaduras superiores, ainda que outros fatores como o cobrimento, a presença de juntas e de agentes agressivos influenciem a deterioração de fato dessa região;
- acúmulo de água em volta dos agregados graúdos – quando a água atinge um agregado graúdo, também se forma um acúmulo nessa região. A diferença é que a água nessa região não afetará a IAC, mas sim a ZTI (conforme visto no Capítulo 3);
- vazios de ar sob as armaduras – após a secagem e cura do concreto, há uma tendência de formação de vazios de ar localizados logo abaixo das armaduras, em particular das superiores devido à maior concentração relativa de água nessa região devido à diferença relativa de densidade. A formação desses vazios afeta consideravelmente a IAC e consequentemente a aderência das armaduras no concreto.

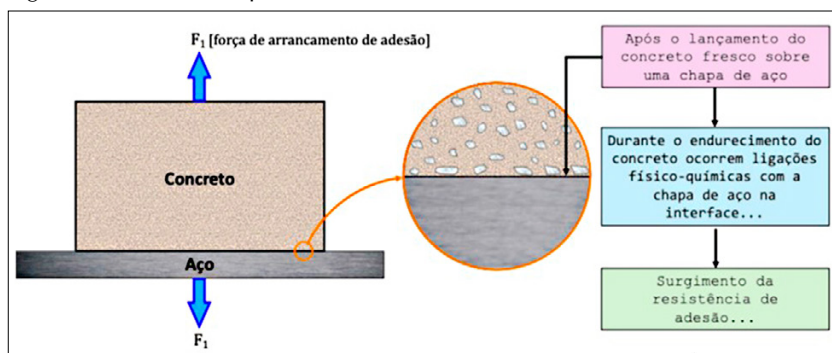
6.3 Tipos de aderência na interface aço-concreto

A aderência na IAC tem sido dividida na literatura em três parcelas: (i) por adesão; (ii) por atrito; e (iii) por ancoragem mecânica (Are e Yazici (2012) e Kaffetzakis e Papanicolaou (2016)). Conforme explica Fusco (1995), essa separação é meramente esquemática, não sendo possível isolá-las. A aderência da barra no concreto é afetada pela retração, pela fluência e pela fissuração do

concreto. Assim, alguns ensaios macroscópicos podem ser usados para determinar os valores médios globais de aderência, e neles não se busca propriamente um estudo em escala microscópica.

A aderência por adesão, esquematizada na Figura 6.6, é formada após o lançamento do concreto fresco sobre uma chapa de aço. Durante as reações de pega do cimento, há a formação de ligações físico-químicas entre o concreto e o aço (Fusco, 1995).

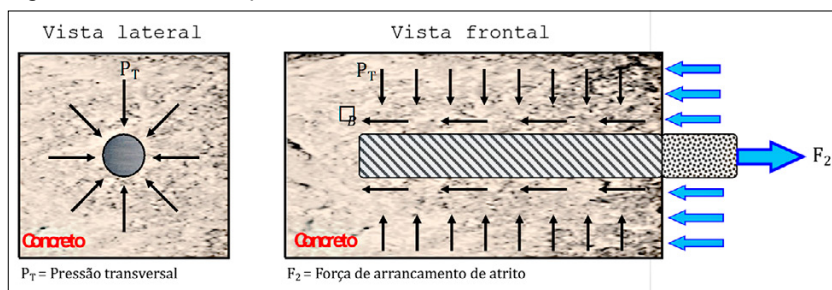
Figura 6.6 – Aderência por adesão



Fonte: Adaptada de Fusco (1995, p. 135).

A aderência por atrito é obtida devido ao atrito do aço com o concreto, sendo assim função da rugosidade da barra. Quanto maior a pressão transversal P_T , exercida pelo concreto na barra conforme Figura 6.7, maior será a aderência por atrito. Essa situação pode ser encontrada nos apoios das vigas Fusco (1995).

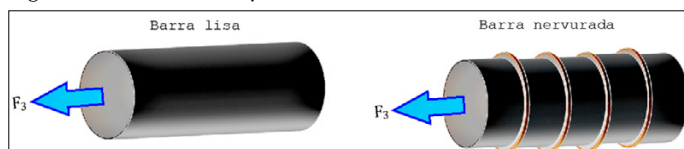
Figura 6.7 – Aderência por atrito



Fonte: Adaptada de Fusco (1995, p. 136).

Por fim, a adesão mecânica decorre das saliências na superfície das barras que mobilizam tensões de compressão no concreto. A Figura 6.8 mostra o exemplo de uma barra nervurada com saliências (barra de alta aderência) que confere maior adesão do que uma barra lisa.

Figura 6.8 – Aderência por atrito



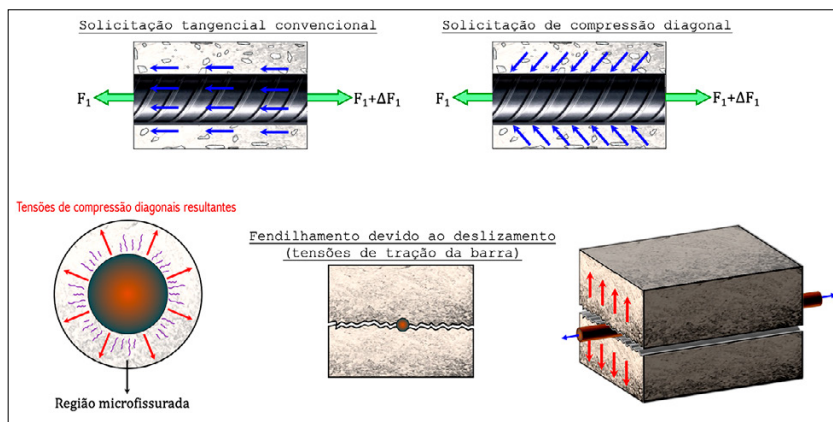
Fonte: Adaptada de Fusco (1995, p. 136).

A literatura (Barbosa, 2001) aponta que, quando a aderência por adesão não resiste a pequenos esforços, a aderência por atrito começa a agir na IAC. A aderência por atrito, por sua vez, quando não resiste mais aos esforços, é substituída pela aderência mecânica devido à transmissão de esforços por meio das irregularidades da barra, como nervuras ou saliências.

6.4 Formação de fendas e trincas na interface aço-concreto

Segundo Fusco (1995), para atingir o equilíbrio, a interface entre o aço e o concreto produz tensões diagonais de compressão e tensões transversais de tração, que criam uma região de microfissuras nessa interface. As tensões de tração transversais podem provocar o fendilhamento do concreto paralelo ao eixo da barra de aço (devido ao deslizamento da barra), conforme Figura 6.9.

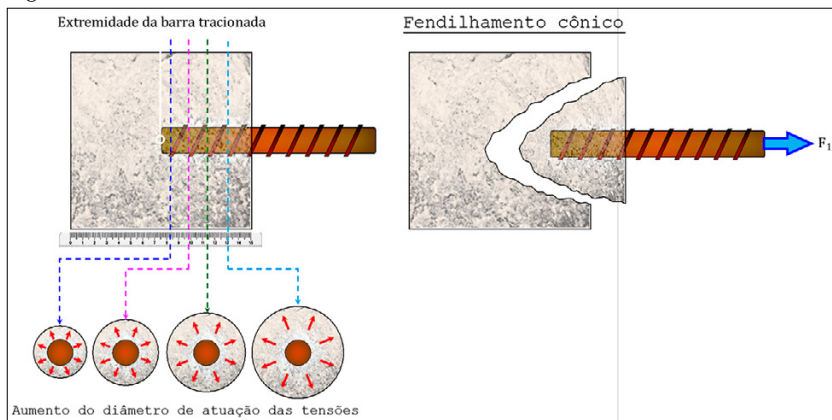
Figura 6.9 – Criação de microfissuras



Fonte: Adaptada de Fusco (1995, ps. 146 e 147).

Outro tipo de fenda que pode se formar na extremidade de uma barra tracionada é relacionada ao chamado fendilhamento cônico. A concentração de tensões tende a produzir um fenômeno de ruptura local, o referido fendilhamento cônico, no qual a barra se desprende do volume de concreto levando consigo uma parte do concreto em geometria aproximadamente cônica, conforme Figura 6.10. De acordo com Fusco (1995), essa concentração de tensões leva a uma necessidade de se usar mais armaduras transversais na extremidade.

Figura 6.10 – Fendilhamento cônico

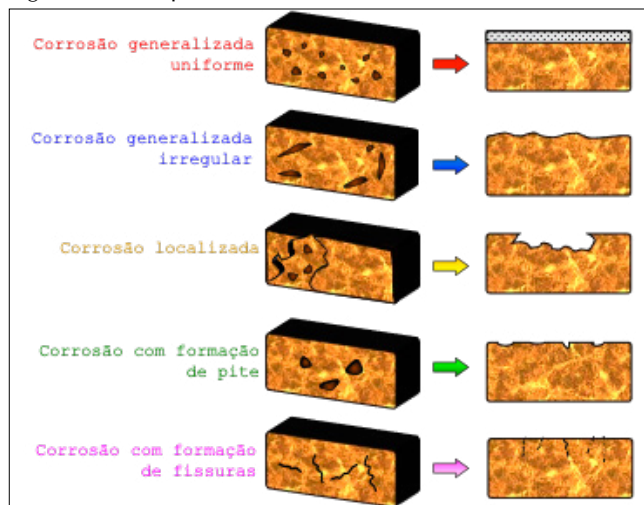


Fonte: Adaptada de Fusco (1995, p. 148).

6.5 Corrosão em estruturas de concreto armado

Corrosão é a degradação e perda de propriedades críticas de um material devido a reações químicas e eletroquímicas que ocorrem quando exposto ao meio ambiente. Três coisas devem existir para haver corrosão: (i) eletrólito, responsável pelo transporte dos íons presentes na H_2O e no $Ca(OH)_2$; (ii) oxigênio; e (iii) diferença de potencial (DDP). Adicionalmente, agentes agressivos e outras condições externas podem agravar as chances de corrosão do aço, como a carbonatação do concreto (que reduz seu pH e aumenta o potencial de corrosão da armadura, conforme Diagrama de Pourbaix), a presença de íons cloretos, de íons sulfetos, de nitritos, de gás carbônico, de gás sulfídrico, de cátions amônio e de óxidos de enxofre (SO_2 ; SO_3) (Alves e Carvalho (2010), Fernandes *et al.* (2019) e Lea (1971)) etc. A carbonatação pode ainda gerar microfissuras, dado que a formação dos novos produtos, além do consumo de álcalis como o Ca^+ , pode ocasionar tendência de aumento de volume dos poros e consequente deterioração. Com a degradação ou deterioração do concreto, os agentes agressivos citados podem atingir as armaduras, sendo nos materiais metálicos, os tipos mais comuns de corrosão mostrados na Figura 6.11.

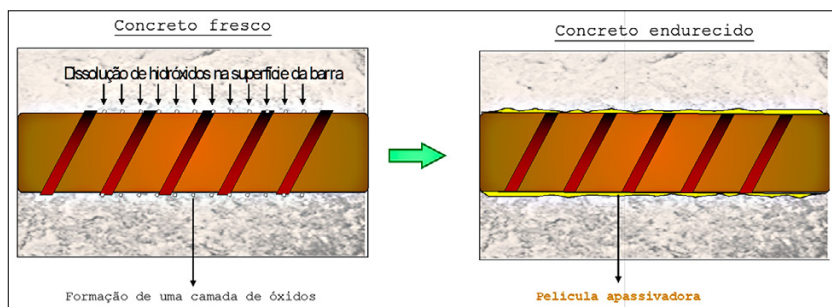
Figura 6.11 – Tipos de corrosão do metal



Fonte: Adaptada de Feliu (1984, p. 35).

De acordo com Helene (1986) e Neville (2015), quando o concreto se encontra no estado fresco, há uma dissolução de hidróxidos no cimento que saturam os poros do concreto. Essa dissolução leva à formação de óxidos que aderem ao aço das armaduras. Nessa interface entre o aço e o concreto, forma-se a chamada película apassivadora, conforme Figura 6.12, que possui um pH com valor entre 13 e 14, protegendo o aço da corrosão.

Figura 6.12 – Mecanismo de passivação das armaduras do concreto armado



Fonte: Elaborada pelos autores.

Ao longo da vida útil do concreto armado, o gás carbônico (CO_2) entra em contato com a superfície do concreto e, em algum momento, há uma penetração mais livre do CO_2 nos poros do concreto (Neville, 2015). Quando a água adentra o concreto, ela acaba por reagir com o CO_2 , formando íons bicarbonatos (HCO_3^-) que, por sua vez, reagem com Ca^+ e OH^- , dando origem ao carbonato de cálcio (CaCO_3) (Helene, 1986). Muitas vezes, formam-se depósitos brancos na superfície do concreto, como consequência de um eventual carregamento de água contendo esses sais. Isso pode evoluir para fissuras e, em casos mais graves, para eventuais deslocamentos do recobrimento de concreto sobre as armaduras.

As reações mencionadas são mostradas nas Equações 6.1 e 6.2 (Lea, 1971). A camada carbonatada reduz o pH para aproximadamente nove, desprotegendo a armadura pela despassivação (Van Aardt (1960) e Parrott e Killoh (1989)) das armaduras do concreto armado, conforme Figura 6.13.

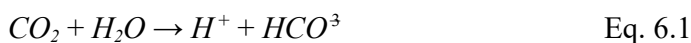
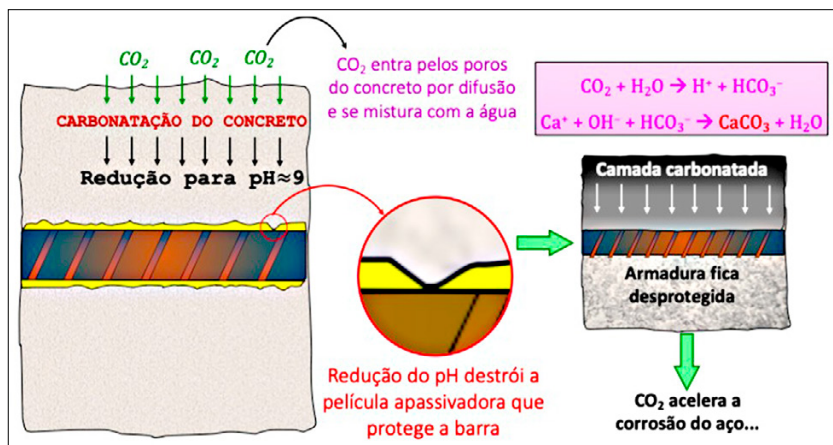


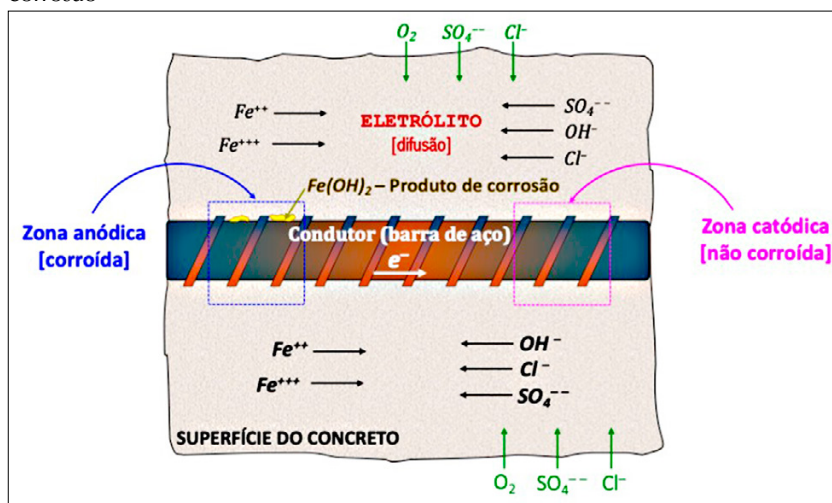
Figura 6.13 – Despassivação das armaduras de concreto armado por carbonatação



Fonte: Elaborada pelos autores.

Após a despassivação do aço, a corrosão se dá pela formação de uma pilha eletroquímica, em que há uma transferência de elétrons pela formação de uma zona catódica (não corroída) e de uma zona anódica (corroída) (Cascudo, 1997). Oxigênio e eventualmente cloretos e sulfatos são os agentes agressivos mais comuns à corrosão do aço (Neville (2015) e Fusco (1995)). O eletrólito é o meio pelo qual os íons presentes no concreto armado se transportam de um local para outro por difusão, conforme Figura 6.14. A corrosão reduz a área de seção transversal do aço e acaba por reduzir sua capacidade mecânica aos esforços.

Figura 6.14 – Corrosão em armaduras despassivadas pela formação da pilha de corrosão



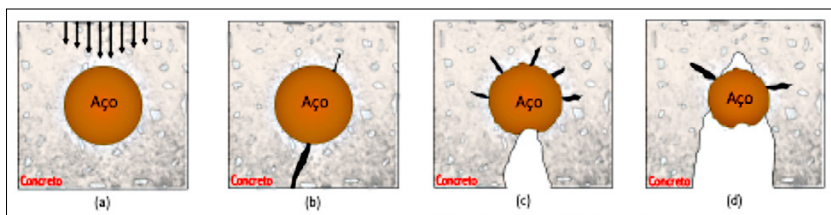
Fonte: Adaptada de Helene (1986, p. 2).

Segundo Fusco (1995), a corrosão do aço é uma das principais causas da deterioração do concreto armado. Os danos resultantes da corrosão da armadura se manifestam na forma de expansão, fissuração e eventual lascamento do concreto de cobertura.

A Figura 6.15 mostra a evolução da deterioração do concreto devido à corrosão das armaduras que percorre os seguintes passos: (a) penetração dos agentes agressivos por difusão, absorção ou per-

meabilidade; (b) fissuração devido às forças de expansão dos produtos de corrosão; (c) lascamento do concreto e corrosão acentuada; e (d) lascamento acentuado e redução significativa da seção de armadura (Helene, 1986).

Figura 6.15 – Deterioração progressiva do concreto devido à corrosão das armaduras



Fonte: Adaptada de Helene (1986, p. 6).

As manifestações mais comuns que podem indicar a corrosão do concreto armado são as fissuras, as trincas, a desagregação, as manchas, a eflorescência e a carbonatação (Polito, 2006). Segundo Helene (1986), as lajes podem ter início acelerado de corrosão, quando o seu cobrimento é inadequado. Já os pilares e vigas, normalmente, têm o primeiro indício da corrosão nos estribos também devido ao cobrimento.

6.6 Produção científica voltada a outras interfaces em materiais cimentícios

Especificamente, este tópico 6.6 apresenta um artigo científico sobre a corrosão tanto do concreto quanto do aço de uma planta industrial geradora de dióxido de enxofre (SO_2):

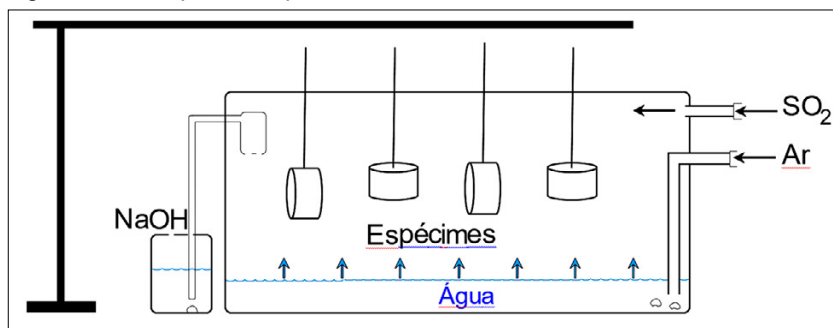
- *Corrosion caused by sulfur dioxide in reinforced concrete* (Mainier *et al.*, 2015).

6.6.1 Corrosão causada por dióxido de enxofre em concreto armado

O objetivo do estudo de Mainier *et al.* (2015) foi descrever os mecanismos de corrosão que ocorrem na deterioração do concreto armado em uma planta industrial geradora de dióxido de enxofre (SO_2), proveniente da queima de óleo combustível da chaminé de uma caldeira industrial. A deterioração foi avaliada em laboratório mostrando a formação de sulfato de cálcio e sulfato de cálcio hidratado associado ao óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de cálcio (CaO).

Para avaliar o ataque químico do SO_2 em ambientes com alta umidade, quatro corpos (espécimes) de prova (CPs) de pasta de cimento foram colocados em uma câmara de acrílico, com as seguintes dimensões: $50 \times 40 \times 40\text{cm}$, conforme Figura 6.16. A câmara foi hermeticamente fechada e equipada com um sistema de injeção contínua de SO_2 úmido por sessenta dias. Os CPs analisados tinham 8cm de diâmetro, tendo sido curados na água por cinco dias. Após sessenta dias, os espécimes de prova foram retirados do ataque químico por SO_2 e secos com ar quente, e as amostras foram usadas para análise de difratometria de raios X (DRX) e outras análises físico-químicas (Mainier *et al.*, 2015).

Figura 6.16 – Esquema simplificado do ensaio

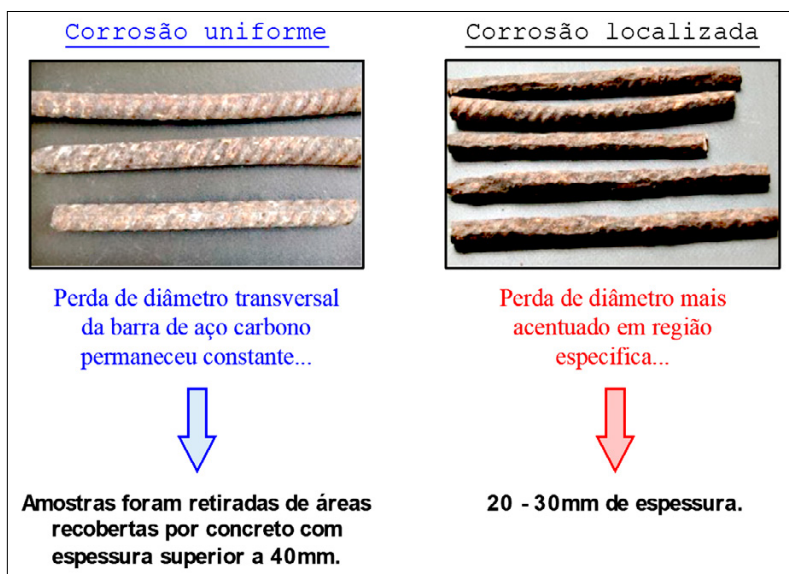


Fonte: Adaptada de Mainier *et al.* (2015, p. 386).

Os resultados mostraram que, no primeiro dia de teste, o valor de pH medido na superfície dos espécimes apresentou uma variação de 4,5 a 5,5. Contudo, após sessenta dias, o pH medido na superfície dos corpos de prova foi de 0,1 a 0,2, mostrando uma grande redução. A DRX captou a presença de sulfato de cálcio (CaSO_4), confirmando que o SO_2 reage com o CaO , o que pode levar à deterioração acelerada do concreto (Mainier *et al.*, 2015).

A corrosão do aço presente no concreto armado das plantas industriais analisadas foi avaliada pela retirada de amostras de aço das áreas recobertas por concreto com diferentes espessuras. Os resultados mostraram que os aços com cobrimento maior do que 40mm de espessura apresentaram perda de diâmetro transversal da barra constante, enquanto o aço do concreto armado com espessura de cobrimento entre 20 e 30mm teve perda de diâmetro mais acentuada em uma região específica da barra, conforme Figura 6.17.

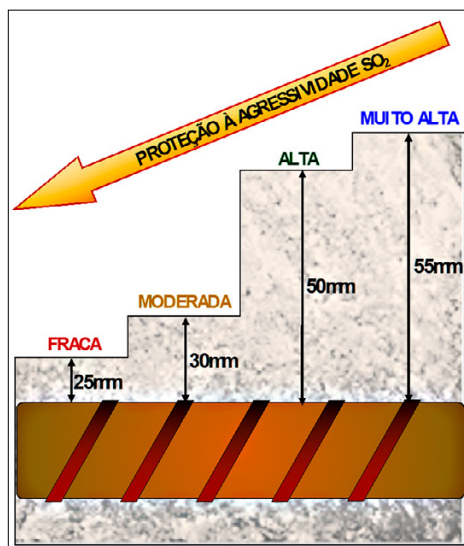
Figura 6.17 – Perda de seção do aço em função da espessura do concreto



Fonte: Adaptada de Mainier *et al.* (2015, p. 387).

Parâmetros como espessura de cobrimento adequada, alto grau de compressão, menor relação água-cimento (a/c) e maior tempo de cura influenciam diretamente na permeabilidade do concreto (reduzindo-a) e na dificuldade de penetração de agentes agressivos. Na construção, com base nesses parâmetros, são recomendados procedimentos em função da agressividade do meio corrosivo. As espessuras de cobrimento do concreto podem variar de 25 a 55mm, conforme Figura 6.18, e estão relacionadas no estudo em questão com o grau de agressividade do SO_2 .

Figura 6.18 – Agressividade do SO_2 em função do cobrimento do aço pelo concreto



Fonte: Adaptada de Mainier *et al.* (2015, p. 388).

Resumidamente, o estudo chegou às seguintes conclusões (Mainier *et al.*, 2015):

- a corrosão na presença de dióxido de enxofre de barras de aço carbono ocorre com maior intensidade em áreas cobertas por concreto com espessura inferior a 30mm;

- recomenda-se que estruturas de concreto armado em áreas industriais (alta agressividade) tenham espessura de revestimento de 50 a 55mm, conforme Figura 6.18;
- a identificação do CaSO_4 em testes de laboratório e no próprio concreto revela e indica a reação do ácido sulfúrico com silicatos de cálcio;
- a corrosão eletroquímica e a corrosão por depósito ocorrem pela penetração de eletrólitos (SO_2 , O_2 e água) na barra de aço carbono através de falhas, fissuras e porosidades existentes no concreto armado;
- o aumento do volume dos produtos de corrosão [FeO , Fe(OH)_2 , Fe_3O_4 e FeOOH] das barras de aço também causa a fragmentação do concreto.

Referências

- ALVES, J. C. C.; CARVALHO, L. G. S. Corrosão: estudo de caso sobre ruptura do concreto. *Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento*, v. 4, p. 16-28. 2019.
- ANGST, U. M. *et al.* The effect of the steel–concrete interface on chloride-induced corrosion initiation in concrete: a critical review by RILEM TC 262-SCI. *Materials and Structures*, v. 52, p. 1-25, 2019.
- AREL, H. S.; YAZICI, S. Concrete–reinforcement bond in different concrete classes. *Construction and Building Materials*, v. 36, p. 78-83, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118*. Projeto de estruturas de concreto–Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, v. 6118, 2014.
- BARBOSA, M. T. G. *Avaliação do Comportamento da Aderência em Concretos de Diferentes Classes de Resistência*. 2001. 144f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

CAI, Y. *et al.* Characteristics of the steel-concrete interface and their effect on the corrosion of steel bars in concrete. *Construction and Building Materials*, v. 253, p. 119 - 162, 2020.

CASCUDO, O. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: Inspeção e técnicas eletroquímicas*. São Paulo: PINI, 1997.

FELIU, S. Principios de corrosión electroquímica y tipos de ataque. *In: FERNÁNDEZ, J. A. G. (Ed.). Teoría y práctica de la lucha contra la corrosión*. Madrid: CSIC, 1984. p. 10 - 44.

FERNANDES, R. S.; LOPES, D. D.; MEDEIROS, R. K. Corrosão de armaduras em estruturas de concreto armado: estudo de caso em reservatório de água elevado. *Anais do 18º Simpósio de TCC e 15.º Seminário de IC do Centro Universitário ICESP*, 2019, v.18, 1565-1576.

FUSCO, P. B. *Técnica de armar as estruturas de concreto*. São Paulo: Pini, 1995.

HELENE, P. R. L. *Corrosão em armaduras para concreto armado*. São Paulo: Pini, 1986.

KAFFETZAKIS, M. I.; PAPANICOLAOU, C. G. Bond behavior of reinforcement in lightweight aggregate self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v. 113. p. 641-652,

LEA, F. M. *The Chemistry of Cement and Concrete*. *Chemical Publishing Company*, New York, p. 596, 1971.

MAINIER, F. B.; ALMEIDA, P. C. F.; NANI, B.; FERNANDES, L. H.; REIS, M. F. Corrosion caused by sulfur dioxide in reinforced concrete. *Open Journal of Civil Engineering*, 2015.

MARINO, M. A.; DALLEDONE, R. *Concreto Armado da Universidade Federal do Paraná*, 2016.

- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto. *Microestrutura, propriedades e materiais*, v. 2, 2014.
- NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto*. 5. ed. Rio de Janeiro: Bookman, 2015.
- PAGE, C. L. Initiation of chloride-induced corrosion of steel in concrete: role of the interfacial zone. *Materials and corrosion*, v. 60, n. 8, p. 586-592, 2009.
- PARROTT, L. J.; KILLOH, D. C. Carbonation in a 36 years old, in-situ concrete. *Cement and concrete research*, v. 19, n. 4, p. 649-656, 1989.
- POLITO, G. *Corrosão em estruturas de concreto armado: causas, mecanismo, prevenção e recuperação*. 2006. p. 16 - 18. v. 33.
- SOH, C. K.; CHIEW, S. P.; DONG, Y. X. Damage model for concrete-steel interface. *Journal of engineering mechanics*, v. 125, n. 8, p. 979-983, 1999.
- VAN AARDT, J. H. P. *Chemical and physical aspects of weathering and corrosion of cement products with special reference to the influence of warm climate*. Israel Institute of Technology, 1960.

Os autores



Jorge Luiz Oliveira Lucas Junior

Engenheiro químico formado pela Universidade Federal do Pampa (Unipampa); engenheiro civil pela Faculdade Ari de Sá (FAS) e mestre e doutor em Engenharia de Transportes pela Universidade Federal do Ceará (UFC). Foi docente colaborador/visitante do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (Petran/UFC) e atualmente é pesquisador visitante do Programa Institucional da UFC para

Formação de Recursos Humanos em Engenharia e Ciências do Petróleo e Gás Natural (PRH 31.1/ANP/UFC/Fapesp). Vinculado ao Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia em Caracterização de Materiais para Infraestrutura (INCT-Infra/CNPq), desenvolve pesquisas sobre interfaces entre materiais e seus efeitos no comportamento mecânico e na durabilidade de sistemas voltados à engenharia civil, com ênfase na relação entre microestrutura, adesão e desempenho de materiais de infraestrutura.



Jorge Barbosa Soares

Professor titular da Universidade Federal do Ceará (UFC), bolsista de produtividade em pesquisa do CNPq, diretor de inovação da Funcap e coordenador do Programa Cientista Chefe do Governo do Estado do Ceará. Coordena o Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia em Caracterização de Materiais para Infraestrutura (INCT-Infra/CNPq) e a área de Pesquisa e Inovação do Centro de Inteligência Artificial da UFC. Atua em en-

sino, pesquisa e inovação, tendo orientado mais de sessenta mestres e doutores e supervisionado treze pós-doutorados. Suas pesquisas abrangem materiais e infraestrutura, com ênfase recente na integração entre captura de imagens, inteligência artificial e ciência de dados aplicada à engenharia.



Lucas Feitosa de Albuquerque Lima Babadopulos

Professor da Universidade Federal do Ceará (UFC), bolsista de produtividade em pesquisa do CNPq e vice-coordenador do Instituto Nacional de Ciência e Tecnologia em Caracterização de Materiais para Infraestrutura (INCT-Infra/CNPq). Atua nas áreas de reologia, fadiga, desenvolvimento de ligantes e materiais de construção, além de ciência de dados aplicada à infraestrutura.

É membro do comitê gestor do PRH 31.1/ANP/UFC/Fapesp, integra corpos editoriais e comitês científicos nacionais e internacionais e, desde 2024, atua como deputy chair do comitê técnico da RILEM

TC 331-MWP (Mechanical Wave Propagation to Characterize Bituminous Mixtures). É autor de mais de 120 publicações científicas, além de patentes e registros de software.

Visite nosso site:



Av. da Universidade, 2932 – Benfica
CEP.: 60020-181 – Fortaleza-Ceará, Brasil
Fone: (85) 3366.7485 / 7486
imprensa@proplad.ufc.br

No contexto das comemorações dos 70 anos da Universidade Federal do Ceará, a Coleção de Estudos da Pós-Graduação da UFC, em sua edição 2024-2025, celebra a maturidade de uma instituição que forma, pesquisa e transforma. Composta por 30 títulos selecionados em edital público, a coleção reforça o compromisso da UFC com a qualificação da formação discente e a valorização da sua produção intelectual. Os livros refletem a vitalidade da produção acadêmica que nasce no rigor da ciência, mas dialoga com os desafios regionais e globais. Fruto de seleção pública, esta edição testemunha o papel da pós-graduação na formação de excelência e no avanço do conhecimento, reafirmando o compromisso da UFC com o futuro, além de destacar a centralidade da pós-graduação na construção de uma universidade pública de referência.

ISBN 978-85-7485-693-3

