

Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Departamento de Engenharia Civil

ESTUDO DO CONCRETO LATERÍTICO DOSADO COM ADITIVO
PLASTIFICANTE À BASE DE LIGNOSULFONATO

RODRIGO MENDES PATRÍCIO CHAGAS

Campina Grande
Data: MAIO DE 2011



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL



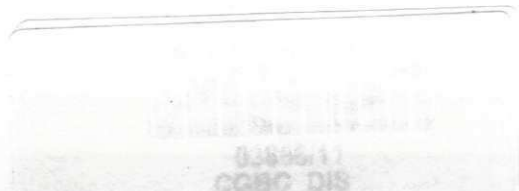
**ESTUDO DO CONCRETO LATERÍTICO DOSADO COM ADITIVO
PLASTIFICANTE À BASE DE LIGNOSULFONATO**

2011
24330

RODRIGO MENDES PATRÍCIO CHAGAS

CAMPINA GRANDE – PB

Maio de 2011



RODRIGO MENDES PATRÍCIO CHAGAS

**ESTUDO DO CONCRETO LATERÍTICO DOSADO COM
ADITIVO PLASTIFICANTE À BASE DE LIGNOSULFONATO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, em cumprimento às exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração: Geotécnica

Orientador: Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho

Campina Grande – PB

Maio de 2011



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCC

C433e

Chagas, Rodrigo Mendes Patrício

Estudo do concreto laterítico dosado com aditivo plastificante à base de lignosulfonato / Rodrigo Mendes Patrício Chagas. — Campina Grande, 2011.

191 f.: il. col.

Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Orientador: Prof.^o Dr.^o Milton Bezerra das Chagas Filho.

Referências.

1. Engenharia Civil – Estruturas 2. Concreto Estrutural 3. Concreto Laterítico 4. Aditivo Plastificante I. Título.

CDU 624.01(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

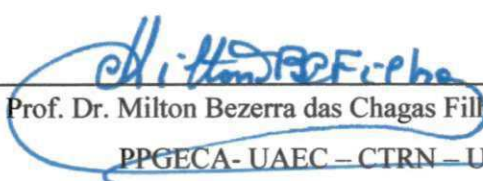
Autor: Rodrigo Mendes Patrício Chagas

Título: ESTUDO DO CONCRETO LATERÍTICO DOSADO COM ADITIVO
PLASTIFICANTE À BASE DE LIGNOSULFONATO

Dissertação julgada e aprovada para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental, Área Geotécnica, em sua forma final e definitiva, conforme determina a Resolução N° 02/2008 CSPG do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande.

Campina Grande, 30 de maio de 2011.


Banca Examinadora




Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho - Orientador
PPGECA- UAEC – CTRN – UFCG



Prof. Dr. José Samuel Giongo - Examinador Externo
PPG- DEE- EESC - USP



Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior - Examinador Externo
PEC- CT- UFRN



Prof. Ph.D. João Batista Queiroz de Carvalho - Examinador Interno
PPGECA – UAEC – CTRN – UFCG

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à Deus, à minha Família e a todos aqueles que participaram de forma direta ou indireta de minha vida nesses dias de evolução interior.

Agradecimentos

A obtenção deste título e evolução pessoal não seria possível senão pela ajuda de pessoas durante esses anos de dedicação. A cada um deles apresento minha dívida de gratidão por tamanha ajuda. Agradeço, portanto:

- À Universidade Federal de Campina Grande e ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais; às Unidades Acadêmicas de Engenharia de Civil, Engenharia de Materiais e Engenharia de Mineração e Geologia.
- Ao CNPq pela bolsa de estudos;
- Aos membros da Comissão Examinadora, Professor Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior, da UFRN, Professor Dr. José Samuel Giongo da EESC- USP – São Carlos e Professor Ph.D. João Batista Queiroz de Carvalho da UFCG, vossas valiosas contribuições foram fundamentais para minha evolução intelectual.
- Ao meu Orientador Professor Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho da UFCG que sempre presente ao meu lado, mostrou-me a luz do conhecimento, ensinando-me o brilhante, árduo e revigorante caminho da pesquisa.
- Ao meu Professor Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho que em tantos momentos me orientou com seus ensinamentos mostrando-me quão bela é a Engenharia Civil. O ato de lecionar tornou-se sonho por meio de suas palavras e imagem.
- Ao meu companheiro de pesquisas, Milton Bezerra das Chagas Filho. Seu sorriso, companheirismo e presença nos momentos difíceis desta pesquisa ajudaram-me a perceber quão importante é ter um amigo ao meu lado nos momentos mais importantes da vida.
- Ao meu Pai, Milton Bezerra das Chagas Filho que me mostrou que heróis não se fazem por atos imediatos, mas por louváveis batalhas diárias. Não quisera ser outro homem que não aquele que me é o maior de todos.
- À minha Mãe, Maria de Fátima Patrício das Chagas. Seus carinhos, amor e atenção tão presentes nos dias em que sentia sozinho me traziam força para seguir em frente.
- Aos meus irmãos Cristiano Emmanuel Mendes Patrício Chagas e Caroline Mendes Patrício Chagas por me abrirem novos horizontes diariamente.
- Ao Professor John Kennedy Guedes e Prof. Verushka Escarião pelas orientações, amizade e apoio.
- Ao Laboratorista Jadilson Trigueiro pelo apoio e pela cordial amizade.
- À Construtora Azevedo LTDA pelo apoio.
- Aos professores Álvaro Neto e Cássia dos Anjos pelo apoio, amizade e disposição.
- Aos meus amigos sempre presentes, aos companheiros de profissão e todos aqueles que me ajudaram direta ou indiretamente na realização deste sonho, o meu muito obrigado!

RESUMO

Para atender ao aumento populacional o setor da construção necessita consumir maior quantidade de insumos para construção de edificações, estradas, aeroportos, indústrias, pontes, represas, túneis etc. O concreto é um material de construção de grande uso em todo o planeta. Os agregados graúdos comumente utilizados no concreto são os de rochas ígneas, escassos em algumas regiões da Terra e também na Região Norte do Brasil. Concreções lateríticas, atualmente sem valor econômico, existem em solos lateríticos presentes entre os trópicos, e no Brasil cobrindo 65% do seu território. Nesta pesquisa foram feitas análises nas propriedades físicas e mecânicas do concreto no estado fresco e endurecido, elaborado com concreções lateríticas usando-se um aditivo plastificante de primeira geração à base de lignosulfonatos. Foi produzido um concreto de referência, CR, com $f_{ck} = 25,0$ MPa com abatimento de $80,0 \pm 20,0$ mm e mais três dosagens comparativas com variações de aditivo de 0,40%, 0,60% e 0,80% em relação à massa de cimento, mantendo-se o fator a/c constante. Estudou-se: tempos de pega e fluidez na pasta; abatimento do tronco de cone e espalhamento pela mesa de Graff no concreto fresco. As resistências à compressão simples, à tração indireta por compressão diametral e à tração indireta por flexão foram determinadas aos 3, 7, e 28 dias e o módulo de elasticidade por ciclos de carregamento e ultra-sonografia, foram comparados com expressões teóricas dos Órgãos Normativos ABNT, CEB e ACI. Determinou-se o coeficiente de Poisson e a curva tensão-deformação. A análise da microestrutura, através de MEV, mostrou o processo de propagação das fissuras das amostras aos 3 dias e 28 dias no concreto endurecido. Os resultados indicaram que os incrementos das concentrações do aditivo plastificante aumentaram a resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade aos 28 dias de idade em relação ao concreto de referência. As resistências à tração por compressão diametral e por flexão, entretanto, não apresentaram diferenças significativas em relação ao concreto de referência. No caso das misturas com 0,8% de aditivo plastificante, valor acima do teor de saturação, as resistências à compressão simples e o módulo de elasticidade aos 3 dias e 7 dias foram inferiores às demais misturas, no entanto superiores às mesmas aos 28 dias. Isto, provavelmente, se deve ao retardo na pega do cimento, comum em adições superiores ao teor ideal de aditivos orgânicos de primeira geração. Todos os concretos obtidos apresentaram condições satisfatórias de trabalhabilidade, resistência e deformações.

Palavras chave: concreções lateríticas - concreto laterítico- aditivo plastificante- resistência.

ABSTRACT

In order to attend the population increase, the construction sector needs more inputs for the implementation of construction of buildings, roads, airports, industries, bridges, dams, tunnels etc. Concrete is a construction material of great use in the whole planet. The coarse aggregates in concrete are commonly used from igneous rocks, scarce in some regions of the planet and also in Northern Brazil. Lateritic concretions which today have no economic value are present in lateritic soils of the tropics and in Brazil, covering 65% of its territory. In this research analysis the physical and mechanical properties of concrete were made in fresh and hardened state, made with lateritic concretions using a first generation plasticizer additive based on lignosulfonates. It was produced a reference concrete, CR, with slump of 80 ± 20 mm and three comparative admixtures with additive variations of 0.4%, 0.6% and 0.8% on the cement mass, keeping a constant water/cement factor. It was investigated in this research: setting time and paste flow; slump test and spread the table Graff in fresh concrete. The unconfined compressive strength, splitting tensile strength and bending tensile strength were determined at 3, 7 and 28 days and the modulus of elasticity of charged cycles and by test ultrasonography were compared with theoretical expressions from Brazilian standards (ABNT), Comité Euro-International du Béton (CEB) and American Concrete Institute (ACI). The Poisson's ratio and the stress-strain curve were determined. The analysis of the microstructure by scanning electron microscope (SEM), showed the process of cracking of the samples at 3 and 28 days in hardened concrete. The results indicated that the addition of the additive plasticizer increased the unconfined compressive strength and modulus of elasticity at 28 days compared to the reference concrete. Tensile strength by splitting tensile strength and bending tensile strength showed no significant differences compared to the reference concrete. For mixes with 0.8% additive plasticizer, a value above the level of saturation, the unconfined compressive strength and elasticity modulus at 3 days and 7 days were lower compared to other mixes, however higher than the same at 28 days. This is probably due to the delay in the setting time of cement, common additions in excess of the ideal content of organic additives from the first generation. All the concrete had achieved satisfactory levels of workability, strength and deformation.

Key words: Lateritic concretions. Lateritic concrete. Plasticizer additive.

Lista de Figuras

Figura 1.1: Distribuição de consumo de pedras britadas por região no Brasil.....	25
Figura 1.2: Reservas medidas de pedras britadas no Brasil (Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral – Anuário Mineral Brasileiro 2001; Ano base:2000)....	26
Figura 1.3: Transporte de pedras britadas e outros materiais de construção por via fluvial para a cidade de Barreirinhas – AM.....	27
Figura 1.4: Preço médio da tonelada de pedra britada nº2 por região – jan-jul/2009 (Fonte: Serna e Resende, 2009).	27
Figura 2.1: Extensão do fenômeno de laterização na superfície do globo (Melfi, 1994).	36
Figura 2.2: Latossolos do Brasil (Fonte: Ker, 1981).....	37
Figura 2.3: Concreções lateríticas (Fonte: Chagas Filho, 2005).....	39
Figura 2.4: Processo de meteorização fenálico.....	40
Figura 2.5: Estrutura atômica da caolinita (Fonte: site www.science.uwaterloo.ca acessada em 29/07/2010).....	41
Figura 2.6: Estrutura simbólica da caolinita.	42
Figura 2.7: Perfil da Jazida Mari – PB de solo laterítico.....	43
Figura 2.8: Ação do aditivo plastificante na desfloculação dos grãos.	52
Figura 2.9: Monômero de um lignossulfonato (Fonte: Hartman, 2002).	55
Figura 2.10: Método proposto por Aïctin (2000) para dosagem de aditivo (Fonte: Castro e Pandolfelli, 2009).	62
Figura 2.11: Apresentação do ponto de saturação e da zona tampão para um ensaio com o cone Marsh (Fonte: adaptado de Utsi e Jonasson, 2008).	63
Figura 2.12: Três comportamentos da pasta no ensaio do Cone de Marsh (Fonte: adaptado de Utsi e Jonasson, 2008).	64
Figura 2.13: Ruptura à compressão de concretos de baixa ou média resistência $f_{ck} \leq 40$ MPa (Fonte: adaptado de Fusco, 2008).	66
Figura 2.14: Esquema de aplicação de forças para o ensaio de tração indireta por flexão.	68
Figura 2.15: Distribuição de esforços nos corpos-de-prova cilíndricos submetidos ao ensaio à tração indireta por compressão diametral (Fonte: Villar Filho, 1985).	70

Figura 2.16: Curvas de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto (Fonte: Neville, 1984).	74
Figura 2.17: Ilustração do “efeito parede” na zona de transição. (Fonte: Scrivener, Crumbie & Laugesen, 2004).	76
Figura 2.18: Representação esquemática do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (Metha e Monteiro, 1994).	77
Figura 2.19: Compressômetro-expansômetro medindo deformações do corpo-de-prova de concreto submetido à força axial (Fonte: Laboratório de Estruturas - DEC - UFCG).	79
Figura 2.20: Esquema de um diagrama de dosagem. A resistência à compressão é critério de projeto. (Fonte: adaptado de Monteiro, Helene e Kang, 1993).	85
Figura 3.1: Fluxograma de atividades da pesquisa.	97
Figura 3.2: Materiais secos para os traços 1:3,5; 1:5,0 e 1:6,5 para a concretagem que produzirá o diagrama de dosagem.	99
Figura 3.3: Ensaio de compressão no corpo-de-prova executado no Laboratório de Estruturas – UAEC - UFCG.	103
Figura 3.4: Ensaio de tração na flexão em corpo-de-prova prismático executado no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.	103
Figura 3.5: Corpo-de-prova no dispositivo para ensaio de tração indireta por compressão diametral no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.	104
Figura 3.6: Ensaio de determinação do módulo de elasticidade por meio do compressômetro-expansômetro, modelo Maruto, no Laboratório de Estruturas – UAEC - UFCG.	105
Figura 3.7: Ensaio de ultra-sonografia no corpo-de-prova cilíndrico com a utilização do PUNDIT no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.	106
Figura 3.8: Microscópio Eletrônico de Varredura.	107
Figura 4.1: Mapa geológico da Região de Mari – PB. (Escala 1: 190512.2; Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2011).	109
Figura 4.2: Jazida Mari – PB.	109
Figura 4.3: Concreções lateríticas no solo.	110
Figura 4.4: Absorção do agregado laterítico ao longo do tempo.	112
Figura 4.5 : Espectrografia das concreções lateríticas.	114

Figura 4.6: Curva granulométrica do agregado miúdo.....	116
Figura 4.7: Tempos de pega do cimento em função do teor de aditivo plastificante....	119
Figura 4.8: Análise por espectrografia por DRX.	120
Figura 4.9: Ensaio de compacidade máxima dos agregados graúdos.	121
Figura 4.10: Comportamento dos vazios do das misturas de concreção lateríticas com dimensões 19,0mm e 12,5mm “versus” o índice de vazios na amostra.	122
Figura 4.11: Comportamento dos vazios das misturas da concreção lateríticas de dimensões 19,0mm, 12,5mm e 6,3mm “versus” o índice de vazios na amostra.	122
Figura 4.12: Fator de empacotamento ou porosidade “versus” composição de misturas de concreções lateríticas	123
Figura 4.13: Gráficos do comportamento do tempo de escoamento da pasta de cimento “versus” percentagem de aditivo plastificante em relação à massa de cimento.	125
Figura 4.14: Comparação entre os tempos de pega.....	126
Figura 4.15: Abatimento do tronco de cone para o concreto de referência e teores de aditivos de 0,4%, 0,6% e 0,8%.	128
Figura 4.16: Ensaio de espalhamento com a mesa de Graff.....	128
Figura 4.17: Correção das imperfeições por meio de lixamento da parte superior do corpo-de-prova.	130
Figura 4.18: Ruptura colunar dos CP’s à compressão simples mostrando o nível da abertura das fissuras por meio do fissurômetro.	131
Figura 4.19: Resistência à compressão.....	133
Figura 4.20: Evolução da resistência média do concreto à compressão.	134
Figura 4.21: Variação da resistência à compressão com a idade.....	134
Figura 4.22: Evolução da resistência média à tração indireta por compressão diametral “versus” idade do concreto em dias.	135
Figura 4.23: Evolução da resistência dos concretos à tração indireta por compressão diametral.	136
Figura 4.24: Aspecto do concreto produzido para $j = 3$ dias.....	136
Figura 4.25: a) Para idades de $j=3$ dias há menor concentração de agregados rompidos na seção diametral do corpo-de-prova (b) Para idades de $j=28$ dias observa-se maior concentração de agregados rompidos.....	137

Figura 4.26: Vazios ocupados deixados pelos agregados na argamassa após o ensaio à tração indireta por compressão diametral.....	138
Figura 4.27: Influência da madeira no comportamento da fissuração dos corpos-de-prova no ensaio de tração indireta à compressão diametral: com talisca de Pinus Americano - à esquerda - e com Mogno - à direita.....	139
Figura 4.28: Ensaio de resistência à tração na flexão no corpo-de-prova prismático: antes do ensaio (a) e após a ruptura (b).....	140
Figura 4.29: Comportamento da resistência do concreto laterítico à tração na flexão “versus” tempo.....	141
Figura 4.30: Comparação entre os ensaios de tração indireta por compressão diametral e por flexão para cada traço de concreto nas idades de 3, 7 e 28 dias.	142
Figura 4.31: Ensaio de Ultra-sonografia para determinação do Módulo de Elasticidade em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm com j=28dias.	143
Figura 4.32: Verificação da deformação do concreto com compressômetro-expansômetro.....	144
Figura 4.33: Módulo de elasticidade estático E_{ci} “versus” idade do concreto laterítico.	145
Figura 4.34: Comparação entre os módulos de elasticidade obtidos pelo método dos ciclos de carregamento (E_{ci}) e por ultrassonografia (E_{dyn}).	145
Figura 4.35: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto de referência.....	147
Figura 4.36: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,4% de aditivo.....	147
Figura 4.37: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,6% de aditivo.....	148
Figura 4.38: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,8% de aditivo.....	148
Figura 4.39: Comportamento do coeficiente de Poisson “versus” idade do concreto. .	149
Figura 4.40: Curva tensão-deformação das diversas dosagens de concreto na idade de 28 dias.	152
Figura 4.41: Curva tensão “versus” deformação do concreto de referência.	154
Figura 4.42: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,4% de aditivo.	155

Figura 4.43: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,6% de aditivo.....	155
Figura 4.44: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,8% de aditivo.....	156
Figura 4.45: Microfissura se propagando entre bolhas e poros do concreto de referência com 3 dias de idade (50x).....	159
Figura 4.46: Fissura envolvendo o agregado do concreto de referência aos 28 dias de idade (500X).	159
Figura 4.47: Cristais, aparentemente, de monossulfato hidratado na pasta do concreto com 0,4% de aditivo aos 3 dias de idade (5000x).....	160
Figura 4.48: Fissura propagando-se da interface agregado-pasta para a bolha de ar no concreto com teor de 0,4% de aditivo, aos 28 dias de idade (80x).	160
Figura 4.49: Interface agregado- pasta, mostrando a propagação da fissura da interface para a bolha de ar no concreto com 0,6% de aditivo aos 3 dias de idade (180x).	161
Figura 4.50: Fissura na interface do concreto com 0,6% de aditivo aos 28 dias (300x).	161
Figura 4.51: Fissura na interface com o agregado se propagando para bolha de ar e, em seguida, para a argamassa no concreto com 0,8% de aditivo, aos 3 dias de idade (43x).	162
Figura 4.52: Interface agregado pasta, com grande presença de bolhas do concreto com 0,8% de aditivo aos 28 dias (40x).	162

Lista de Tabelas

Tabela 2.1: Propriedades dos latossolos.....	35
Tabela 2.2: Mapa de Solos do Brasil – EMBRAPA – SNLCS.	38
Tabela 2.3: Propriedades químicas e mineralógicas da Jazida Sapé – PB	44
Tabela 2.4: Composição química de várias granulometrias de concreções lateríticas por meio de Difração de Raios X da Jazida Sapé – PB.....	45
Tabela 2.5: Quadro resumo da composição mineralógica do solo estudado.....	45
Tabela 2.6: Indicações sobre os limites dos índices de trabalhabilidade.	50
Tabela 2.7: Efeitos da adição do aditivo plastificante nas propriedades sustentáveis do concreto.	57
Tabela 2.8: Relação entre as resistências à compressão, flexão e tração do concreto. ...	72
Tabela 2.9: Fatores influentes na determinação do pulso ultra-sônico no concreto.	83
Tabela 2.10: Propriedades das concreções lateríticas do Brasil e da Nigéria.....	89
Tabela 2.11: Propriedades do agregado de brita de rocha granítica	89
Tabela 3.1: Tempos no procedimento de fabricação do concreto estudado na pesquisa.	100
Tabela 3.2: Procedimento experimental de produção dos corpos-de-prova.....	101
Tabela 4.1: Propriedades físicas das concreções lateríticas.	110
Tabela 4.2: Composição granulométrica do agregado miúdo.	115
Tabela 4.3: Ensaio físicos no cimento.	118
Tabela 4.4: Tempo de escoamento da pasta com diferentes % de aditivo plastificante Hagen Plast 40M.....	124
Tabela 4.5: Ensaio no concreto fresco.	129
Tabela 4.6: Resistência à compressão média do concreto laterítico.	132
Tabela 4.7: Resistência média do concreto laterítico à tração indireta por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$).....	135
Tabela 4.8: Razão entre as resistências médias à compressão e a resistência média à tração indireta por compressão diametral.....	140

Tabela 4.9: Valores médios da resistência à tração na flexão ($f_{ctm,n}$) nos corpos-de-prova ensaiados.....	141
Tabela 4.10: Razão entre as resistências à tração indireta por compressão diametral pela resistência à tração na flexão.	142
Tabela 4.11: Comparação entre os módulos de elasticidade teóricos e os obtidos experimentalmente.	146
Tabela 4.12: Resultados obtidos dos ensaios para a determinação das curvas tensão-deformação de cada um dos concretos estudados.	151
Tabela 4.13: Valores das tensões efetivas obtidas nos gráficos tensão “versus” deformação, e respectivos valores de tensões para os estágios de fissuração no corpo-de-prova.	154
Tabela 5.1: Ensaio de compacidade entre as concreções lateríticas retidas nas malhas #19,0mm e #12,5mm.....	183
Tabela 5.2: Ensaio de compacidade entre as concreções lateríticas retidas nas peneiras nas malhas #19,0mm, #12,5mm e #6,3mm.	183
Tabela 5.3: Características do concreto laterítico para diversas jazidas.	185
Tabela5.4: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à compressão dos concretos ensaiados.....	187
Tabela5.5: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à tração indireta por compressão diametral dos concretos ensaiados.	188
Tabela5.6: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à flexão dos concretos ensaiados.	189
Tabela5.7: Média, desvio padrão e coeficiente de variação do módulo de elasticidade dos concretos ensaiados por ciclos de carregamento e ultra-sonografia.	190
Tabela 5.8: Média, desvio padrão e coeficiente de variação do coeficiente de Poisson dos concretos ensaiados.....	191

Lista de Siglas, símbolos e abreviaturas

μ	Coeficiente de Poisson;
α	Coeficiente que depende do tipo de agregado graúdo utilizado no concreto;
γ	Massa específica
ϵ_l	Deformação longitudinal;
ϵ_t	Deformação transversal;
$\epsilon'_{0,3}$	Deformação específica correspondente à leitura $l'= 0,3$;
ϵ'_0	Deformação específica correspondente à leitura $l'= 0.0$;
ϵ_0	Deformação específica correspondente à leitura $l= 0,0$;
ϵ_n	Deformação específica correspondente à tensão σ_n ;
σ_n	Tensão considerada para cálculo do módulo de elasticidade secante do concreto;
a/c	Fator água/cimento;
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ACI	American Concrete Institute;
ASTM	American Society for Testing and Materials;
ASTM C	American Society for Testing and Materials for Concrete;
B.S.	British Standards;
BEC	Batalhão de Engenharia de Construção do Exército Brasileiro
C	Consumo de cimento;
C ₂ S	Silicato dicálcico;

C ₃ S	Silicato tricálcico;
C ₄ AF	Ferro aluminato tetracálcico;
CAC	Concreto Auto Compactável;
CAD	Concreto de Alto Desempenho;
CAR	Concreto de Alta Resistência;
CaOH ₂	Hidróxido de cálcio;
CEB	Comité Euro-International du Béton;
CP	Corpo-de-prova;
CP II F – 32	Cimento Portland Composto com adição de filler e resistência aos 28 dias de 32MPa;
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado;
CTRN	Centro de Tecnologia e Recursos Naturais;
CTC	Capacidade de Troca de Cátions;
UAEC	Unidade Acadêmica de Engenharia Civil;
UAEMa	Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais;
UAMG	Unidade Acadêmica de Mineração e Geologia;
DER	Departamento de Estradas Rodagens;
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes;
DNPN	Departamento Nacional de Produção Mineral;
E	Módulo de Elasticidade;
E _{dyn}	Módulo de elasticidade dinâmico;
E _{ci}	Módulo de elasticidade estático tangente inicial;
E _{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto;

EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária;
F_{rup}	Força de ruptura;
F_u	Força última;
f_c	Resistência à compressão do concreto;
f_{cj}	Resistência à compressão do concreto aos j dias;
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto;
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto;
f_{ct}	Resistência do concreto à tração direta;
$f_{ct,sp}$	Resistência do concreto à tração indireta por compressão diametral;
$f_{ct,f}$	Resistência do concreto à tração indireta por flexão;
IBRACON	Instituto Brasileiro do Concreto;
IUPAC	International Union of Pure and Applied Chemistry;
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas;
j	Dias de cura;
LS	Lignosulfonato;
NS	Naftaleno sulfonado;
m	Soma das proporções de agregado graúdo e miúdo;
MS	Melanina Sulfonato;
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura;
MO – PA	Mosqueiro – Pará;
MU	Massa unitária;
NBR	Norma Brasileira;
pH	Potencial Hidrogeniônico;

P	Plastificante;
PA	Plastificante Acelerador;
PC	Policarboxilatos;
PPGECA	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental;
PR	Plastificante Retardador;
PUNDIT	Portable Ultrasonic Non-destructive Digital Indicating Tester;
SNLCS	Serviço Nacional de Levantamento e Conservação do Solo;
SP	Superplastificante;
SPA	Superplastificante Acelerador;
SPR	Superplastificante Retardador;
SP – PB	Sapé – Paraíba;
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos;
SUDENE	Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste;
t	Tempo;
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande;
UFPB	Universidade Federal da Paraíba;
USP	Universidade de São Paulo;
v	Velocidade do pulso de onda.

SUMÁRIO

CAPÍTULO I	22
1. Introdução	22
1.1 Considerações iniciais	22
1.2 Justificativa	24
1.3 Centros de pesquisa e cronologia de alguns estudos sobre o tema	28
1.4 Objetivos	32
1.4.1 Objetivo Geral	32
1.4.2 Objetivos específicos	32
1.5 Organização do trabalho	33
CAPÍTULO II	34
2 Revisão bibliográfica.....	34
2.1 Solos lateríticos	34
2.2 Tipos de latossolos reconhecidos no Brasil	36
2.3 Concreções lateríticas	39
2.3.1 Processo de formação.....	39
2.4 Jazida Mari – PB	42
2.5 Concreto	46
2.5.1 Cimento Portland	46
2.5.2 Agregados	48
2.5.3 Trabalhabilidade.....	50
2.6 Aditivos plastificantes.....	51
2.6.1 Histórico.....	51
2.6.2 Conceituação e normalização.....	53
2.6.3 Lignossulfonatos	54
2.6.4 Naftaleno sulfonato	57
2.6.5 Melanina sulfonato.....	58

2.6.6	Policarboxilatos.....	58
2.6.7	Hidratação do cimento Portland na presença de aditivos plastificantes redutores 59	
2.7	Compatibilidade cimento-aditivo.....	60
2.8	Microestrutura.....	64
2.9	Propriedades do concreto.....	65
2.9.1	Resistência à compressão.....	65
2.9.2	Resistência à tração.....	67
2.9.3	Módulo de elasticidade.....	73
2.9.4	Coefficiente de Poisson.....	79
2.9.5	Ultra-som.....	80
2.10	Dosagem.....	83
2.11	Concreto laterítico.....	86
2.11.1	Propriedades das concreções usadas no concreto laterítico.....	87
2.11.2	Aderência à barras de aço.....	90
2.11.3	Vigas de pequeno porte.....	90
2.11.4	Dopagem de agregados.....	91
2.12	Resumo do capítulo.....	92
CAPÍTULO III.....		95
3	Materiais e métodos.....	95
3.1	Materiais.....	95
3.2	Métodos.....	95
3.2.1	Planejamento da pesquisa.....	96
3.2.2	Parâmetros de dosagem.....	99
3.3	Ensaio.....	101
3.3.1	Ensaio de pastas.....	101
3.3.2	Ensaio no concreto fresco.....	102
3.3.3	Ensaio no concreto endurecido.....	102
CAPÍTULO IV.....		108

4	Resultados e discussões.....	108
4.1	Caracterização dos agregados.....	108
4.1.1	Agregado graúdo.....	108
4.1.2	Agregado miúdo.....	114
4.2	Plastificante.....	121
4.3	Dosagem do concreto.....	121
4.4	Ensaio em pastas.....	124
4.4.1	Teor de saturação pelo método do Cone Marsh.....	124
4.5	Ensaio no concreto.....	127
4.5.1	Concreto no estado fresco.....	127
4.5.2	Concreto no estado endurecido.....	130
	CAPÍTULO V.....	163
5	Conclusão.....	163
5.3	Sugestões para futuros estudos.....	166
	NORMAS CITADAS.....	167
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	170
	ANEXOS.....	181
	ANEXO A.....	182
	ANEXO B.....	184
	ANEXO C.....	186

CAPÍTULO I

1. Introdução

1.1 Considerações iniciais

A construção civil é uma atividade importantíssima em todo o mundo. Está ligada a infra-estrutura de um país e tem grande capacidade de geração de emprego e rendas pela grande soma de recursos aplicados, sendo um dos índices de desenvolvimento de uma nação. Representa a criação de investimentos de longo prazo em empresas diversas nas áreas de indústria, serviço e agropecuária.

O concreto é um compósito formado essencialmente por cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e água. Trata-se do material construtivo mais consumido no mundo¹. Já em abril de 1964, em artigo publicado pela Scientific American, S. Braunauer e L.E. Copeland, eminentes cientistas na área de cimento e concreto, escreveram....

“ O material mais largamente usado em construção é o concreto. No ano passado, nos Estados Unidos, 63 milhões de toneladas de cimento Portland foram convertidas em 500 milhões de toneladas de concreto, cinco vezes o consumo de aço em massa. O consumo mundial total de concreto, no ano passado, foi estimado em três bilhões de toneladas, ou seja, uma tonelada por ser humano vivo. O homem não consome nenhum outro material em tal quantidade, a não ser a água.”

De acordo com o Sindicato Nacional da Indústria do Cimento- SNIC- o consumo médio mundial *per capita* de cimento gira em torno de 356 kg/hab/ano. A indústria brasileira ocupa o 10º lugar como produtora e o 9º como consumidora de cimento em relação ao mercado mundial. Somente em 2005 foram produzidos 2.294 milhões de toneladas. A produção Brasileira de cimento em 2007, segundo o SNIC foi de 46.306.459 toneladas.² Segundo dados do Fundo de População das Nações Unidas – FNUAP – o planeta alcançou 6,908 bilhões de habitantes em 2010. A escassez de

¹ Revista Concreto e Construção, Jan., Fev., Marc., 2009. Nº 53, IBRACON;

² Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, Associação Brasileira de Cimento Portland, relatório, 20p., 2008.

moradias para atender a uma parcela significativa desta população, construção de vias com pavimentos rígidos ou flexíveis, de paralelepípedo, obras de arte, dormentes, aeroportos, rodovias, barragens, represas para geração de energia, indústrias etc., exigem grande consumo de materiais componentes do concreto.

Os agregados graúdos e miúdos como componentes do concreto tornam-se cada dia mais escassos e, portanto pela Lei da Oferta e da Procura, seus preços aumentam. Seus custos ainda, em dadas regiões, são fortemente influenciados pela distância de transporte, caso da Região Norte do Brasil, onde custos de brita de rocha granítica, em algumas localidades no extremo Norte, atinge a cifra de R\$ 800,00/m³, aproximadamente treze vezes o valor atualmente pago na região de Campina Grande-PB.

O crescimento sócio-econômico implica em maior consumo de bens minerais, tornando importante garantir a disponibilidade de recursos demandados pela sociedade. Tem-se assim, uma relação intrínseca entre o desenvolvimento econômico, qualidade de vida e de bens minerais. Sendo a mineração uma indústria de base, é capaz de gerar interiorização da população, criar demandas por infra-estruturas e serviços, induz a formação de indústrias de transformação de bens de capital, gera empregos e renda, reduzindo as disparidades regionais³.

Atualmente o Brasil produz cerca de 465 milhões de toneladas de agregados para a construção civil por ano, e desses, aproximadamente 85% dos agregados graúdos se destinam ao uso em concreto, sendo a produção orientada, basicamente, para as reservas graníticas, de diabáseo e calcárias (Revista Elo, 2010). A produção de pedra britada é a segunda maior entre os minerais produzidos no Brasil, perdendo apenas para o ferro.⁴

A preocupação com a escassez e custos dos insumos leva a procura de materiais alternativos para fabricar concretos. Uma destas alternativas, o qual este estudo se propõe, é a substituição do agregado graúdo de brita de rocha granítica, comumente utilizado, por agregados graúdos lateríticos, designados como concreções lateríticas.

Melfi (1997)⁵ apud Chagas Filho (2005)⁶, define laterita como argilas endurecidas, sem estratificação, extremamente porosas, ricas em cavidades e que

³ SCHENINI, Cesar Antônio, A importância dos recursos naturais, Mundo vestibular, texto, 2008. site: << mundovestibular.com.br>> acessada em 23-07-2010.

⁴ Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, Associação Brasileira de Cimento Portland, relatório, 20p., 2008.

⁵ MELFI, A.J., *Lateritas e processo de laterização.*, Aula inaugural, São Carlos. Mimeo, 1994, 29p.

possuem grandes quantidades de ferro na forma de óxidos e hidróxidos de coloração amarelo avermelhada.

A laterita é vantajosa como produto alternativo por estar presente em solos de regiões tropicais e subtropicais da Terra. No território brasileiro, a laterita é encontrada nos solos ditos como latossolos, podzólico e terra roxa e solos lixiviados sob a floresta. Cerca de 40% das terras emersas do globo são recobertas por latossolos, e no Brasil, os latossolos recobrem em torno de 65% da área total do país⁷. Entretanto, é quase inexistente sua utilização como insumo no concreto devido, ainda, ao pouco conhecimento científico tanto no meio técnico quanto acadêmico.

No caso específico do Nordeste brasileiro há tanto a presença de jazidas de laterita como de brita de rocha granítica; entretanto, na região Norte do Brasil, há escassez de jazidas de brita de rochas graníticas. Logo, o custo para produção do concreto com brita granítica é elevado pela distância de transporte. Assim, a laterita surge como alternativa a construtores desta região de obter concretos mais baratos.

A utilização de materiais alternativos só é possível, portanto, se atender a critérios econômicos e técnicos. Neste trabalho estudar-se-á o comportamento do concreto em que se usam concreções lateríticas da jazida Mari – PB, como agregado graúdo e aditivo plastificante a base de lignosulfonato. Este trabalho visa acrescentar dados técnicos ao conhecimento existente que viabilizem o uso da laterita como agregado graúdo em substituição à brita granítica na fabricação do concreto estrutural.

1.2 Justificativa

A construção civil é um dos indicadores do desenvolvimento econômico. Um dos seus insumos básicos na fabricação do concreto é a brita obtida de rochas ígneas, entretanto apresenta reservas limitadas e, em algumas regiões, escassas. Urge, portanto a busca por agregados alternativos.

Havendo a relação entre pedras britadas para a construção civil e o desenvolvimento econômico de um país ou região, é importante ressaltar a necessidade de que surjam novas perspectivas para a produção de agregados não convencionais. Surgem nessa

⁶ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais. p. 1* – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

⁷ *Ibid.* p. 1.

visão, as concreções lateríticas como material alternativo para a produção de concretos estruturais e para pavimentos rígidos.

Segundo o IBGE⁸, em 2008 as empresas de construção, realizaram incorporações, obras e/ou serviços no valor de R\$159,0 bilhões e obtiveram receita operacional líquida de R\$149,6 bilhões. Cerca de 56,6 mil empresas ativas do setor da construção ocuparam mais de 1,8 milhão de pessoas e tiveram gastos totais com pessoal ocupado de R\$38,2 bilhões.

O consumo de agregado no Brasil é de 2t por habitante por ano.⁹ Entretanto, esta média não é a realidade do consumo e produção de pedras britadas em nosso país. O DNPN - Departamento Nacional de Produção Mineral- apresenta para o ano de 2009 dados que mostram a discrepância entre a produção de pedras britadas entre as regiões brasileiras, conforme apresenta a Figura 1.1.

A Figura 1.2 apresenta a distribuição das reservas de rochas para produção de pedras britadas no Brasil, em relação ao total medido no ano base. Observar que mesmo para a região Nordeste ainda é pequena a distribuição das reservas em relação ao seu território. O mesmo pode ser afirmado para a região Norte e Centroeste.

■ Nordeste ■ Norte ■ Sudeste ■ Sul ■ Centroeste

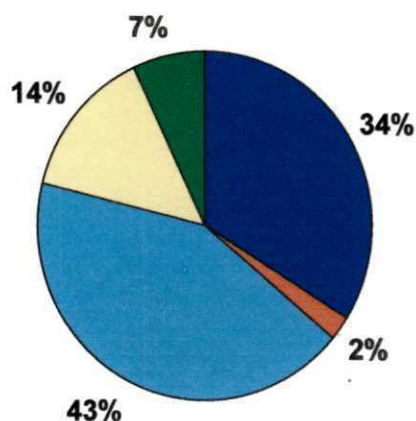


Figura 1.1: Distribuição de consumo de pedras britadas por região no Brasil

(Fonte: DNPN, 2000).

⁸IBGE, Pesquisa anual da Indústria da Construção, v. 18, 2008. Site << www.ibge.gov.br/home/estatistica/economia/industria/paic/2008/comentario >> acessado em 3/04/2011.

⁹ BACCI, Denise de La Corti; LANDIM, Paulo M. Barbosa; ESTON, Sérgio Médici de, Aspectos e impactos ambientais de pedreira em área urbana, Revista Escola de Minas, vol. 58, n 1, Ouro Preto, jan. e mar. de 2006;

A Região Amazônica é constituída – geomorfologicamente – de materiais não consolidados, e, portanto, escassa jazidas para produção de pedra britada¹⁰, conforme mostra a Figura 1.2. Em algumas regiões, por vezes, há necessidade de produzir e transportar o material por distâncias de até 3.000 quilômetros¹¹ por via fluvial, conforme ilustra a Figura 1.3, o que gera um aumento considerável no custo das obras da construção civil. A Figura 1.4 apresenta custos do m³ de agregado britado n° 2 por região no Brasil.

Aliado a essa perspectiva está o fato de que o Brasil, e grande parte dos países tropicais, apresentam em sua geologia solos lateríticos, tornando a presente pesquisa de importância internacional. Logo, é importante que os estudos desenvolvidos com concreto laterítico alcancem níveis de conhecimento semelhantes aos dos concretos convencionais, possibilitando um maior interesse e confiabilidade tanto ao empreendedor quanto ao construtor e órgãos estatais.

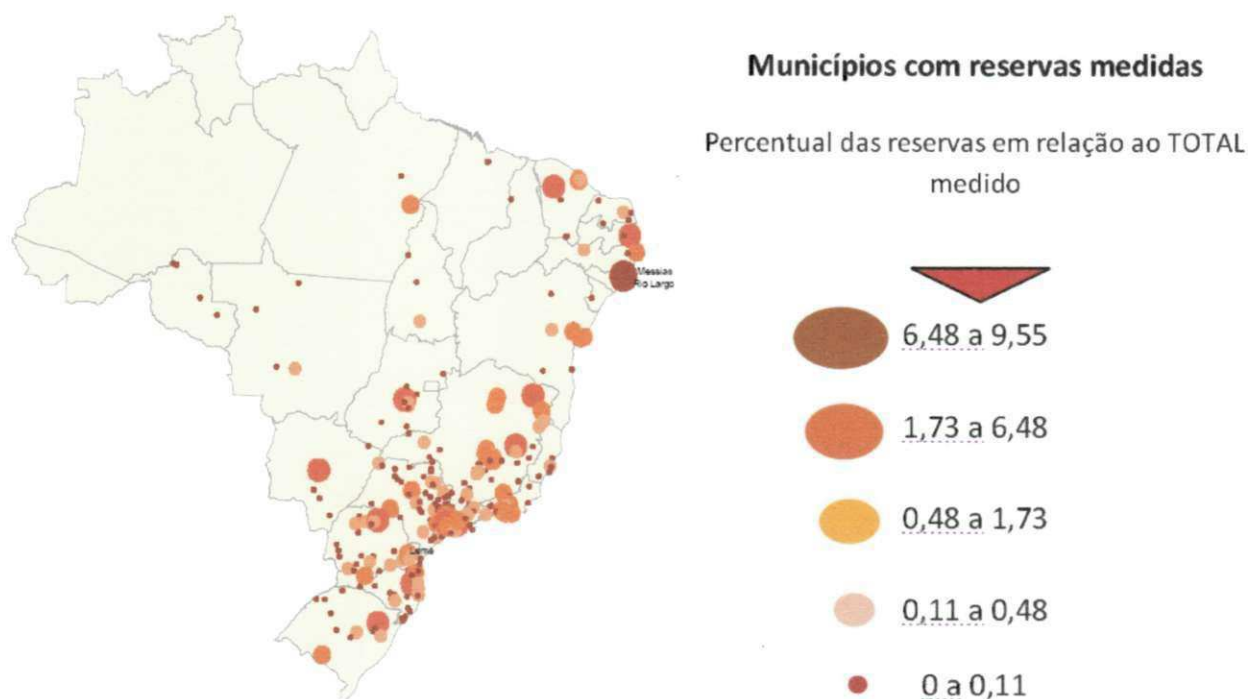


Figura 1.2: Reservas medidas de pedras britadas no Brasil (Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral – Anuário Mineral Brasileiro 2001; Ano base:2000).

¹⁰ BARROSO FILHO, José, *Pavimentando o desenvolvimento da Amazônia*, Artigo, site Amazônia em pauta, Portal Amazônia, disponibilizado em 21/05/2007, acessado em 19/08/2010.

¹¹ MOIZINHO, Joel Carlos, *Caracterização e uso de agregados lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília. Brasília, DF: 2007.



Figura 1.3: Transporte de pedras britadas e outros materiais de construção por via fluvial para a cidade de Barreirinhas – AM.

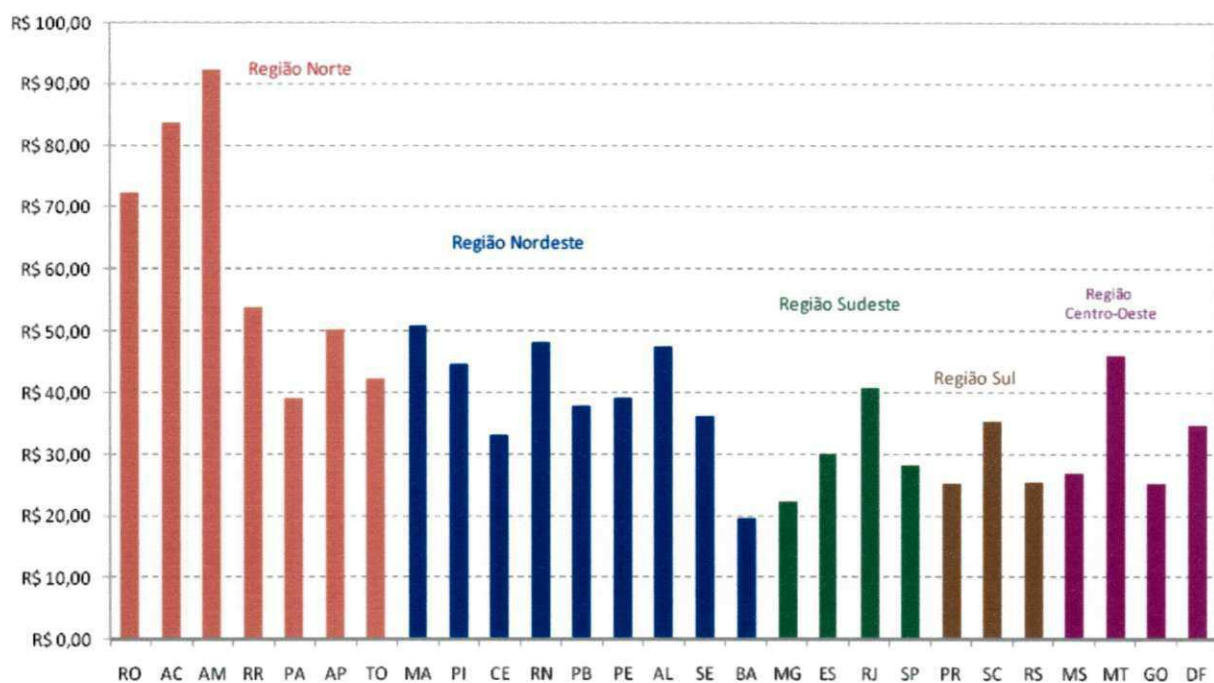


Figura 1.4: Preço médio da tonelada de pedra britada n°2 por região – jan-jul/2009

(Fonte: Serna e Resende, 2009)¹².

¹² SERNA, Humberto Almeida de La, *Agregados para a construção civil*, artigo, Departamento Nacional de Produção Mineral, 2009.

Os solos lateríticos são comumente utilizados na produção de base e sub-base de rodovias, e apresentam grande vantagem, pois mostram-se não expansivos.¹³ Entretanto, ainda sabe-se pouco a respeito do uso das concreções lateríticas como agregado para concreto. Menos ainda quando se adiciona aditivos a este concreto.

Este trabalho visa, portanto, obter maiores informações a respeito do comportamento do concreto moldado com concreções lateríticas associado com aditivos plastificantes.

Até a década de 80, o principal critério de qualidade estudado nos concretos era a resistência à compressão.¹⁴ Entretanto há de se considerar outros aspectos no concreto para avaliação do seu desempenho em obras. Este estudo visa, portanto, analisar várias propriedades do concreto laterítico a fim de ter uma idéia geral do seu comportamento quando submetido a outras solicitações.

1.3 Centros de pesquisa e cronologia de alguns estudos sobre o tema

A literatura sobre o uso de concreções lateríticas como agregado graúdo na fabricação de concreto é relativamente pequena, e, conseqüentemente, com o aditivo plastificante menor ainda. Entretanto, é possível de se obter alguns estudos isolados que servirão de base para a produção deste trabalho.

Um convênio firmado entre o Laboratório de Ensaios de Materiais de Mecânica dos Solos Lourenço Marques, Laboratório de Engenharia de Angola em Luanda e Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC de Lisboa em 1959¹⁵, publica um livro no qual apresenta as propriedades dos solos lateríticos da região de Ultramar em Portugal. Conclui que as concreções lateríticas na construção civil são utilizadas há séculos em habilitações, edifícios e, mesmo em trabalhos marítimos. Afirma que é possível a utilização de concreto com britas lateríticas e areias silicosas, não sendo, porém, de se aconselhar o emprego de finos lateríticos em substituição da areia silicosa.

13 ALHASSAN, Musa; *Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash*, Federal University of Technology Minna, technical report, AU J.T., nº12, age 2, pp. 115-120, October, Nigéria, 2008.

14 JUCÁ, Tainá P.; TEIXEIRA, Fernando A.; PEREIRA, Claudio H. A. F.; OLIVEIRA, Keila, R. B.; GUIMARÃES, Leonardo E.; ANTONELI, Gilson; GOMES, Flavio, M.; GEYER, André; *Estudo de dosagem de concreto de alto desempenho – comparativo de custos*, Universidade Federal de Goiás, 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Artigo, 2001.

15 *As laterites do ultramar português*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa; Laboratório de Ensaios de Materiais de Mecânica dos Solos, Lourenço Marques; e o Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda. 156p., Composto e impresso por Ramos, Afonso & Moita LDA. Lisboa, 1959.

Também afirma que os concretos sem os finos de laterita apresentam boas resistências comparativamente com os concretos sem finos de britas calcárias.

Gomes e Pinto (1975) apresenta estudo sobre possibilidade de utilização da laterita no Maranhão como agregado na composição dos concretos.¹⁶

Gidigasú (1976)¹⁷ publica um livro que une os conhecimentos produzidos à engenharia civil a respeito dos solos lateríticos em trabalhos de engenharia geotécnica.

Pompeu Neto(1976) em seu estudo sobre resistência mecânica de corpos-de-prova de concreto moldado com concreções lateríticas da jazida Sapé-PB como agregado graúdo, conclui que o concreto assim obtido apresentou comportamento semelhante ao concreto convencional.¹⁸

Ferreira (1977)¹⁹, estuda o comportamento de um solo laterítico da Paraíba quando submetido a percolação de água com diferentes pH (3,25; 7,3; 12,4) e o efeito da secagem a 60°C nas propriedades de resistência ao cisalhamento. Foi concluído o aumento da resistência com a secagem do material e aumento da permeabilidade com a diminuição do pH da água.

Em 1979 convênio celebrado entre Instituto de Pesquisas Regionais- IPR , Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, DNER e o Departamento de Engenharia Civil do Campus de Campina Grande da Universidade Federal da Paraíba, desenvolveu um estudo profundo sobre o comportamento geotécnico de dezesseis solos lateríticos brasileiros. O trabalho dividido em 3 etapas, contempla estudos aprofundados sobre suas propriedades, análises das atividades pozolâncias e a utilização das concreções e agregados na produção de concreto asfáltico e concreto de cimento Portland comum²⁰. Este convênio contribuiu significativamente nas pesquisas realizadas, entre 1980 e 1990, no Departamento de Engenharia Civil da então UFPB hoje UFCG, com valiosas contribuições dos trabalhos de Lucena, F.B., Ferreira, H.C.Ferreira e Queiroz de

¹⁶ GOMES, A.C.S. & PINTO, A.C.F., *Algumas considerações sobre a possibilidade de utilização da laterita no Maranhão como agregado na composição dos concretos* – U.S.P., I.P.R., Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1992.

¹⁷ GIDIGASU, M.D., *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles*, Elsevier scientific publishing company, Amsterdam, 1976.

¹⁸ POMPEU NETO, B. B., *Um estudo sobre as propriedades de resistência mecânica do concreto laterítico*, Dissertação M. SC., UFPB, 1976.

¹⁹ FERREIRA, Ademilson Montes, *Efeito da percolação de água e da secagem em algumas propriedades de engenharia de maciços construídos com solos lateríticos*, estudo, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1977.

²⁰ *Projeto sobre solos lateríticos*, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, v. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.

Carvalho, J.B. com vários estudos dos solos vermelhos tropicais da Região Norte e Nordeste e sobre concreto asfáltico.

Madu (1980) estudou o comportamento de concreções lateríticas como agregados para concreto e estradas para diferentes tipos de concreções de jazidas da Nigéria.²¹

Lucena e Ferreira (1982)²² estudaram o comportamento de dezesseis solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil como matéria prima para cerâmica; da análise desenvolvida, concluíram que os solos lateríticos em cerâmica vermelha são restritos para materiais pouco nobres como tijolos maciços ou furados. Para tanto seria necessário a adição de argila aos solos.

Queiroz de Carvalho (1984) estudando o uso de agregados graúdos de concreções lateríticas para fabricar concreto, concluiu que estas apresentam propriedades físicas adequadas para uso no concreto para os propósitos da engenharia civil.²³

Chagas Filho (1986)²⁴ utilizando concreções lateríticas oriundas de Mosqueiro – PA e de Sapé – PB em substituição ao agregado graúdo convencional de brita de rocha granítica utilizado na fabricação de concreto, no estudo de vigas isostáticas, com 3 metros de comprimento, submetidas à flexão simples, verificou que estas tiveram comportamento em termos de resistência, semelhante ao da viga de concreto convencional de brita de rocha granítica, propiciando coeficiente de segurança 2, para flechas, entre o estado limite de ruína e o estado limite de utilização. Observou ainda, que as vigas isostáticas de concreto laterítico ensaiadas apresentaram semelhanças de comportamento com a viga de concreto convencional, não havendo problemas de aderência entre as armaduras e o concreto alternativo. Estes valores o levaram a concluir a viabilidade técnica do concreto laterítico.

Chagas Filho (1992)²⁵ apresentou um estudo sobre a deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto laterítico, concluindo que para o dimensionamento de vigas

²¹ MADU, R.M., *The performance of lateritic Stones as concrete aggregates and Road Chippings* – Vol. 13 – nº 78 – 1980 – 43 Bordas – Dunod.

²² LUCENA, Francisco Barbosa de, FERREIRA, Heber Carlos, *A utilização de solos vermelhos tropicais (solos lateríticos) como matéria prima para uso em cerâmica vermelha ou estrutural*, trabalho, XXVI Congresso da Associação Brasileira de Cerâmica, Recife, PE, 1982.

²³ QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., *Lateritic Aggregate usade to fabricate concrete*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology – nº 30 – Paris, 1984.

²⁴ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Concreções lateríticas: propriedades básicas e sua utilização em vigas isostáticas submetidas à flexão simples*, Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 1986;

²⁵ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto armado laterítico*, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande. 1992. 96p.

de concreto armado laterítico podem ser utilizados os mesmos procedimentos que aquelas de concreto convencional.

Chagas Filho e Barbosa (1994)²⁶ estudaram, através do ensaio de aderência, “Pullout Test”, o comportamento de barras de aço lisas e nervuradas com diâmetros de 10,0mm e 12,5mm, inseridas em corpos-de-prova cilíndricos de concreto laterítico e concreto convencional de brita de rocha granítica. Entre outras conclusões, verificaram que as curvas força “versus” deslocamentos, mostraram tendência para comportamento linear ou bilinear até aproximadamente 90% da força máxima. Após este valor ter sido atingido os deslizamentos das barras aumentam rapidamente.

Silva e Liborio (2005), em estudo com concreções lateríticas oriundas de Jacumã - PB observaram a frente de penetração de cloretos em concreto laterítico, utilizando o método calorimétrico de aspersão de nitrato de prata de acordo com a UNI 7928/1978. A verificação das profundidades de penetração foi dada nas idades de 35, 63, 147, 427 dias.

Chagas Filho (2005)²⁷ apresenta novo estudo sobre concreto laterítico com concreções da cidade de Jacumã – PB, entretanto agora utilizando a presença do aditivo superplastificante Glenium 51 e sílica ativa. Sua pesquisa apresentou concretos com resistência à compressão da ordem de 40,0MPa aos 28 dias de idade, e de bom desempenho frente aos graus de agressividades ambientais.

Araújo (2009)²⁸ em estudo de concreções lateríticas destinado a concreto para pavimentos rígidos conclui a possibilidade do uso deste como agregado graúdo.

Liborio e Trigo (2009)²⁹ efetuaram estudo de dopagem de concreções lateríticas de Jacumã – PB para concreto de alto desempenho (CAD), por meio de calda coloidal na “armação” do agregado: adição de água, cimento, sílica ativa e aditivo superplastificante retardador. Foram obtidos desempenhos “notáveis” sic. pelo CAD.

²⁶ CHAGAS FILHO, Milton B.; BARBOSA, N. P.; *Steel bar Bond in lateritic concrete*, The First International Conference on Reinforced Concrete Materials on Hot Climates, paper, p. 511-523, Vol. II, Al Ain United Arab Emirates, 1994.

²⁷ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

²⁸ ARAÚJO, Robson Barros, *Estudo de concreções lateríticas de Tocantins como agregado graúdo na fabricação de concreto de cimento Portland destinado a pavimentação rodoviária*, Campina Grande, Dissertação, Universidade Federal de Campina Grande. 2009. 103p.

²⁹ LIBORIO, Jefferson Benedictus L., TRIGO, Ana Paula Moreno, *Estudo da técnica de dopagem em concretos de alto desempenho*. Caderno de encargos de engenharia de estruturas, São Carlos, v. 11, nº53, p.111-115.

Udoeyo, Brooks e Iwuji (2010)³⁰ apresentaram um estudo sobre a viabilidade do “laterited concrete” (LACON) quando submetido a altas temperaturas, obtendo resultados satisfatórios para ensaios de resistência.

Salau e Ikponmwosa (2010)³¹ também fizeram estudos com variações térmicas com o concreto laterizado e obtiveram para variações de até 500°C, teores ideais de finos de laterita de 25% para a produção do concreto com as resistências especificadas.

1.4 Objetivos

Devido sua importância como material de construção, pesquisas sobre concreto tornam-se relevantes. Estudos com concreto convencional, em que se usam agregados de rochas ígneas ou de basalto são numerosos no meio técnico-científico. No entanto, somente alguns poucos pesquisadores têm oferecido contribuições ao uso de concreções lateríticas, como agregado gráudo na fabricação do concreto de cimento Portland. Exíguos ou inexistentes são as pesquisas com adição de um plastificante durante a produção de concretos com agregados gráudos lateríticos.

Este trabalho tem como objetivos:

1.4.1 Objetivo Geral

Estudar o comportamento do concreto laterítico produzido com agregados gráudos de concreções lateríticas e com adição de aditivo plastificante a base de lignossulfonato.

1.4.2 Objetivos específicos

- Produção de um diagrama de dosagem que determina o consumo de cimento e a resistência para o concreto a ser produzido para um dado fator a/c;
- Estabelecer a resistência, teor de cimento, quantidades de materiais secos e fator a/c do concreto a ser estudado a partir do diagrama de dosagem;

³⁰ UDOEYO, Felix F.; BROOKS, Robert; IWUJI, Canice, *Residual compressive strength of laterized concrete subjected to elevated temperatures*, Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, published date: May 10, 2010.

³¹ SALAU, Musbau A., IKPNMWOSA, Efe E., *Effect of heat on laterised concrete*, Maejo Journal of Science and Technology, published February 11, 2010.

- Avaliar o comportamento do concreto fresco para três dosagens com concentrações de 0,4%, 0,6% e 0,8% em relação à massa de cimento de aditivo plastificante redutor de água, e comparar com um concreto de referência;
- Análise das resistências à compressão, à tração indireta por compressão diametral, à tração indireta por flexão, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, curva tensão-deformação e da microestrutura do concreto laterítico endurecido, obtido com três concentrações de aditivo plastificante e comparação com um concreto de referência sem a presença do aditivo.

1.5 Organização do trabalho

A estrutura da dissertação está dividida em cinco capítulos:

- No **Capítulo I** apresenta-se a importância da utilização de concreções lateríticas em substituição à brita de rocha granítica, como agregado graúdo na fabricação do concreto, mostrando sua viabilidade em regiões onde o agregado graúdo de rochas graníticas – designado como convencional – é escasso. São apresentados os objetivos da dissertação, justificativas e centros de pesquisas e cronologia de alguns estudos sobre o tema.
- No **Capítulo II** apresenta-se o estado da arte dos solos lateríticos e das concreções lateríticas. Sua origem, conceituação e estudos realizados. Em seguida mostram-se alguns aspectos relativos aos aditivos plastificantes, como conceituação, composição química geral dos produtos, mecanismos de ação, compatibilidade e sua influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido.
- O **Capítulo III** trata dos materiais e métodos. Apresenta-se a descrição do estudo experimental de que trata a dissertação e os materiais empregados. São citadas as normas, ensaios e métodos de obtenção dos dados da pesquisa.
- No **Capítulo IV**, trata da Análise e Resultados da pesquisa. Apresentam-se os resultados e as análises, avaliam-se os dados obtidos e faz-se a comparação com outras pesquisas do mesmo gênero à luz das normas vigentes.
- No **Capítulo V** apresentam-se as conclusões da pesquisa. Em seguida, sugestões para futuros trabalhos.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Solos lateríticos

Os solos tropicais são resultado de constantes processos de intemperismo químico e físico. Um solo bastante comum dessas áreas é o chamado latossolo. O termo latossolo, deriva-se de “latosol”, que vem da união de “laterite” e “solum” - ambos de origem latina ; significando, respectivamente, tijolo ou conotado altamente intemperizado de solo. Foi proposto inicialmente pelo pedólogo americano Charles E. Kellog em uma conferencia americana realizada em Washington em 1949.³²

Nichol (1999) em artigo publicado na *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology* cita que o geólogo escocês Dr. Francis Buchanan em investigação à região de Kerala ao sul de Goa, na Índia, foi o primeiro a introduzir o termo “laterite” (Latim “later” -tijolo) em 1807 para denotar o solo de aparência ferruginosa de onde eram tirados blocos para a construção de tijolos usados em construções locais.³³

Kellog, (1949) apud Ker (1981), ainda citam que o conceito inicial de latossolo contemplava os solos cujas características encontravam-se fortemente relacionadas à intemperização e as lixiviações intensas e responsáveis pelas baixas atividades das argilas. Além disso, descrevem os latossolos como profundos, de coloração relativamente homogênea vermelha ou amarelada, com distribuição quase uniforme de argila ao longo do perfil, elevada estabilidade de agregados e baixo conteúdo de silte em relação à argila.

Queiroz de Carvalho (1979)³⁴ apud Chagas Filho (2005)³⁵ afirma que o termo *laterita* surgiu pela primeira vez em 1807, atribuído pelo engenheiro britânico Francis

³² KER, João Carlos, *Latossolos do Brasil, uma revisão*, sem editora, Universidade Federal de Viçosa. São Paulo, 1981.

³³ NICHOL, D., *The Geo-engineering significance of laterite construction in Goa, SW India*, *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, The Geological Society, London, 2000.

³⁴ QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.; *Soil properties affecting the lime stabilization of red tropical soils from north east Brazil*. Thesis for degree of Doctor of Philosophy. Department Civil Engineering. University of Leeds, England. March, 1979.

³⁵ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

Buchanan quando estudava solos na Índia. Inicialmente foi denominada de argila endurecida e, posteriormente, denominou-a de “laterite”.

Os horizontes pedológicos A e B de latossolos alcançam proporções de 10,0m de extensão. São solos superficiais, típicos de áreas bem drenadas de regiões tropicais úmidas, altamente intemperizados e lixiviados, predominando as cores vermelha e amarela. A análise química dos solos lateríticos sempre apresenta como principais compostos químicos o ferro ou alumínio.³⁶ Queiroz de Carvalho (1986)³⁷ apud Chagas Filho (1986)³⁸ apresenta que a classificação do solo era muito vaga, e só foi apresentada uma solução quando McFarlane no início do Século XX afirma que os solos com predominância de óxido de alumínio deveriam ser designados por bauxita enquanto que aqueles que se encontravam com predominância de ferro deveriam se chamar de laterita.

Desde 1988, a Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA, por meio do Serviço Nacional de Levantamento e Conservação do Solo (SNLCS), denomina de latossolos o chamado horizonte B latossólico, conforme mostra a Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Propriedades dos latossolos.

Característica	Padrão
Espessura mínima	50,0 cm
Textura	Mais fina que fraca arenosa com baixos teores de silte
Relação silte-argila	< 70%
Fração < 0,05mm	Menos de 4% de minerais primários alteráveis
Diferença de cor entre os horizontes	Pouca
Volume ocupado por materiais pouco alterados	< 5%
Estabilidade de agregados	Grande
Grau de saturação	Igual ou próximo de 100%, exceto horizontes ricos em matéria orgânica ou eletropositivos

Fonte: EMBRAPA, 1988.

³⁶ DIAS, Idalíria de Moraes, *Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos*, Dissertação, Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007

³⁷ QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. et al.; *Estudo dos solos lateríticos: definição e classificação*. 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador – BA. Set. 1986.

³⁸ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Concreções lateríticas: propriedades básicas e sua utilização em vigas isostáticas submetidas à flexão simples*, Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 1986;

A constituição química praticamente formada por óxidos constitui o solo como propenso a formação de estruturas granulares fortemente desenvolvidas, uma pequena capacidade de troca catiônica e permeabilidade excessiva³⁹.

2.2 Tipos de latossolos reconhecidos no Brasil

O fenômeno de laterização está presente no mundo todo, mais especificamente nas regiões entre os trópicos, como representado na Figura 2.1.

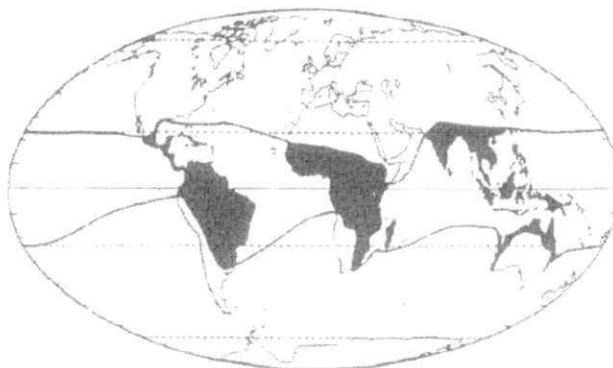


Figura 2.1: Extensão do fenômeno de laterização na superfície do globo (Melfi, 1994).

Em relação ao Brasil, mais de 60% do seu território é coberto por formações lateríticas, tal qual apresenta a Figura 2.2. Esta cobertura não é homogênea, pois comporta diversos tipos de materiais lateríticos.⁴⁰ Tais jazidas pouco são utilizadas para a produção de agregados para concreto.⁴¹

³⁹ KER, João Carlos, *Latossolos do Brasil, uma revisão*, sem editora, Universidade Federal de Viçosa, SP, 1981.

⁴⁰ MELFI, A.J., *Lateritas e processo de laterização*, Aula inaugural, São Carlos. Mimeo, 1994, 29p.

⁴¹ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese, Doutorado em Engenharia de Processos – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

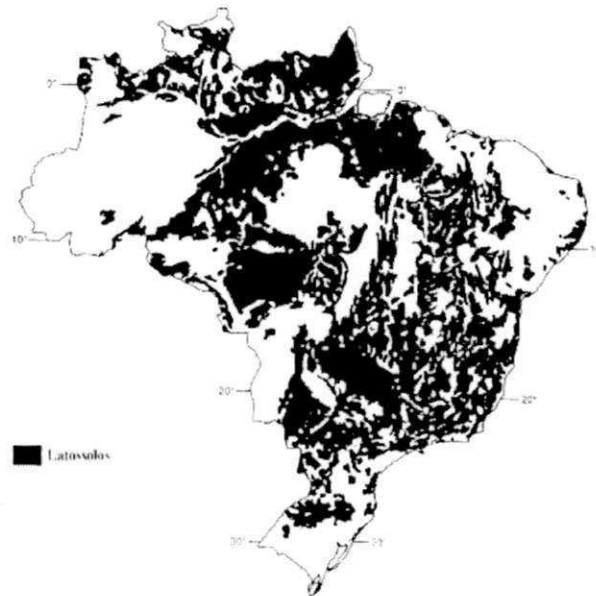


Figura 2.2: Latossolos do Brasil (Fonte: Ker, 1981).






Baseado em critérios químicos e físicos, tais como espessura das camadas, fração de argilo-minerais, relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$, estabilidade dos agregados, concentração de trocas catiônicas e diferenciação entre subcamadas, na cor e no teor de ferro no ataque sulfúrico; sete tipos de latossolos são apresentados no Brasil: Ferrífero, Roxo, Vermelho-Escuro, Vermelho-Amarelo, Amarelo, Bruno e Vermelho-Amarelo de variação Una⁴². A Tabela 2.2 alguns tipos de latossolos brasileiros com suas respectivas características.

É importante lembrar que o solo laterítico definido pelo USCS (United Soil Classification System) não é o mesmo definido pela Geotecnia, que envolve análises diferentes. Dessa forma, outros solos como os podzólicos e hidromórficos também podem apresentar comportamento laterítico.⁴³

⁴² KER, João Carlos, *Latosolos do Brasil, uma revisão*, sem editora, Universidade Federal de Viçosa, SP, 1981.

⁴³ DIAS, Idalíria de Moraes, *Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos*, Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

Tabela 2.2: Mapa de Solos do Brasil – EMBRAPA – SNLCS.

Solo	Identificação	Potencialidades	Limitações	Área de concentração
<i>Latossolo ferrífero</i>	Restringe-se a áreas elevadas (900m de altitude) e é comumente encontrado concreções de ferro na massa de solo.	Apresenta-se com baixo teor de alumínio com a profundidade.	Suscetibilidade á erosões e sem condições físicas ou químicas ao enraizamento.	
<i>Latossolos vermelho-escuros</i>	Apresenta-se uniforme com a profundidade. Contém o limite mínimo de Fe ₃ O ₂ estabelecido em sua composição.	Apresenta-se plano em regiões planas, profundas e porosas; adequando-se, portanto, á agricultura.	Tende á compactação principalmente para os casos em que o teor de areia fina for elevado.	
<i>Latossolos vermelho-amaros</i>	Apresenta-se com teor de argila variando de 15% a 80% de argila.	Apresenta-se profundo e poroso, adequando-se a agricultura.	Tende á compactação principalmente para os casos em que o teor de areia fina for elevado.	
<i>Latossolos amarelos</i>	Apresentam-se com baixos teores de Fe ₃ O ₂ (<7%).	Favorável a mecanização agrícola e não é erodível com facilidade.	Solo muito duro quando seco, ocorrendo compactação com facilidade.	
<i>Latossolos húmicos</i>	Apresenta-se com grande concentração de carbono orgânico e em áreas de concentração de outros latossolos.	Apresentam baixa concentração microbiana em virtude de sua localização em temperaturas amenas.	Não são viáveis a todos os tipos de agricultura.	

Fonte: Ker, 1981.

2.3 Concreções lateríticas

O termo concreção laterítica utilizado nesta pesquisa designa o material retido na peneira 4,8 mm. As concreções lateríticas, em geral, possuem coloração avermelhada com manchas escuras devido à presença de hematita, que na análise química pode representar até 40% dos elementos presentes⁴⁴. A Figura 2.3 apresenta uma porção de concreções lateríticas britadas originárias da jazida de Sapé – PB.



Figura 2.3: Concreções lateríticas (Fonte: Chagas Filho, 2005).

Trata-se de materiais concrecionários os quais, através de reações químicas ou físico-químicas, têm se acumulado na massa do solo. Embora não sejam referidas como pedras, elas freqüentemente comportam-se como tal.⁴⁵

2.3.1 Processo de formação

Os latossolos apresentam-se em maior abundância em solos tropicais cujo intemperismo físico e químico são acentuados. Chagas Filho (2005) afirma que o ciclo de molhagem e secagem através da hidrólise faz com que os silicatos das rochas sejam atacados surgindo à formação de íons K^+ , Ca^{2+} , Na^{2+} , Mg^{2+} e Si^{4+} , ferro alumínio e silício. Havendo uma boa drenagem estas são carreadas pelas águas das chuvas, havendo concentração de compostos de ferro, alumínio e silício que são mais resistentes ao carreamento, formando um complexo de óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e

⁴⁴ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das., *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

⁴⁵ GIDIGASU, M.D., *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles*, chapter 5, p. 124, Elsevier scientific publishing company, Amsterdam, 1976.

silício como elementos predominantes. O processo descrito é chamado de fenálico ou complexo de meteorização fenálico. A Figura 2.4 apresenta um esquema do processo descrito.

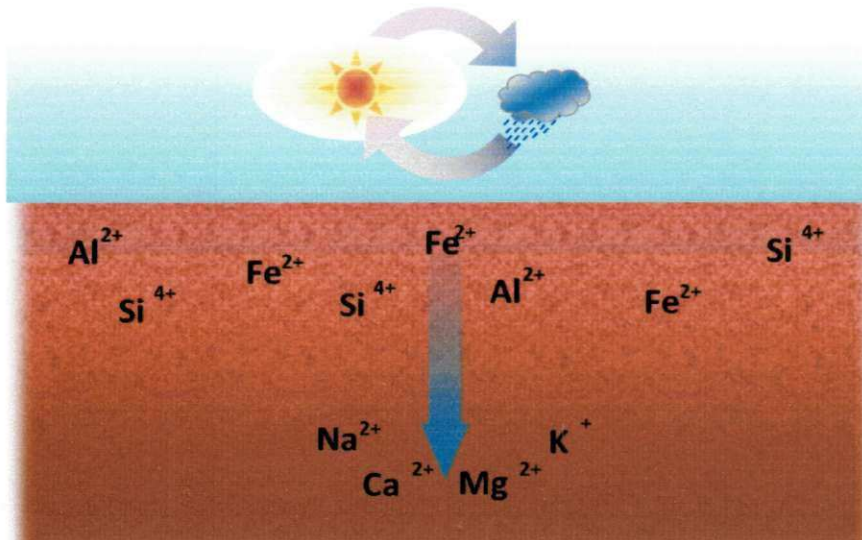


Figura 2.4: Processo de meteorização fenálico.

Normalmente os íons dos elementos alcalinos e alcalino terrosos (colunas 1 e 2 da Tabela periódica da IUPAC⁴⁶, respectivamente) são os primeiros a serem carregados, em função de suas massas atômicas e por apresentarem baixa afinidade eletrônica.

Com a irrigação e precipitação, principalmente do ferro, que passa do estado ferroso para o estado férrico (Fe^{3+}), dá-se o encouraçamento, que é o processo de formação das concreções, pela contínua desidratação dos géis que dão origem a hematita (Fe_2O_3), a menos que se crie condições favoráveis à redução. Na precipitação do óxido de ferro hidratado, podem ser incorporadas outras partículas de solos, que são efetivamente cimentadas, formando estruturas granulares porosas e cristalizadas na medida em que o processo de cristalização continua⁴⁷.

⁴⁶ International Union of Pure and Applied Chemistry.

⁴⁷ MOIZINHO, Joel Carlos, *Caracterização e uso de agregados lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ*. p.27, Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília. Brasília, DF: 2007.

Quando ocorre a precipitação em redor do núcleo, a forma produzida é o pisólito, que é um elemento concrecionado em blocos soltos ou nódulos, assemelhados aos seixos rolados de forma alongada ou arredondada.⁴⁸

Maignein (1966)⁴⁹ apud Chagas Filho (2005)⁵⁰ afirma que o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos, maior o endurecimento, e que comumente na mesma ocorrência de materiais lateríticos a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais recente.

O latossolo apresenta-se com uma mineralogia relativamente simples, dividida em duas frações: uma fração de argila e outra de areia e pedregulhos. A fração argilosa é composta por minerais, argilominerais e constituintes orgânicos.

O argilo-mineral predominante nesses solos é a caolinita; uma estrutura laminar formada por sucessivos e alternados pacotes constituídos de uma camada de tetraedros de sílica e uma camada de octaedros de alumina ligados por pontes de hidrogênio, como mostrado na Figura 2.4. A unidade básica, portanto, é uma estrutura formada por duas camadas, uma de sílica e outra de alumina, sendo simbolizada pela estrutura na Figura 2.5.⁵¹

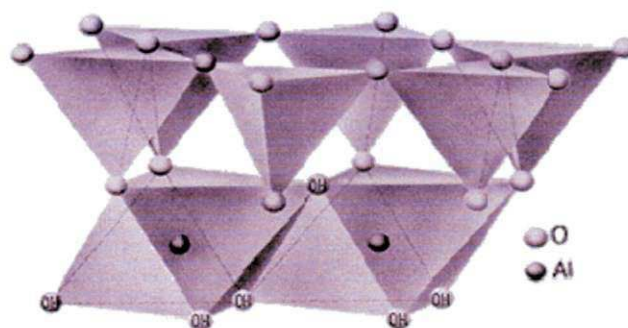


Figura 2.5: Estrutura atômica da caolinita (Fonte: site www.science.uwaterloo.ca acessada em 29/07/2010).

⁴⁸ MOIZINHO, Joel Carlos, *Caracterização e uso de agregados lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ*. p.27, Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília. Brasília, DF: 2007.

⁴⁹ MAIGNEIN, R., *Review of Research on Laterites*. Natural Resour. 148p., Res. IV, UNESCO. Paris. França. 1966.

⁵⁰ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese, Doutorado em Engenharia de Processos – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005.

⁵¹ LAMBE, T. William, WHITMAN, Robert V., *Soil Mechanics, SI Version*, Massachusetts Institute of Technology, University of Sydney, Copyright, 1979;

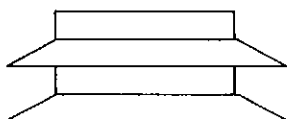


Figura 2.6: Estrutura simbólica da caolinita.

Os óxidos presentes nessa fração contribuem na formação do solo e das concreções lateríticas, pois apresentam propriedades cimentantes.⁵² A caolinita é o mineral de duas camadas mais comum e mais importante encontrado pelos engenheiros devido ao seu processo de endurecimento quando não disperso em água.⁵³

2.4 Jazida Mari – PB

O Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande executou diversas análises em solos lateríticos em vários projetos conveniados com o Instituto de Pesquisa Regionais e o Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.⁵⁴ Entre as jazidas pesquisadas está uma localizada próxima à Cidade de Mari – PB, na qual diversos estudos foram realizados. A Figura 2.6 apresenta o perfil esquemático da jazida estudada.

Dos dados obtidos, foram feitas as seguintes conclusões:

- *Quanto à formação geológica:*

A jazida está inserida na Formação Barreiras. Esta formação é constituída de sedimentos pouco consolidados, de estratificação predominantemente horizontal, afossilíferos, apresentando sedimentos areno-argilosos, argilas de coloração variada, intercalando muitas vezes com camadas de seixos rolados e concreções lateríticas. Esta formação é datada do Terciário.

- *Quanto à pedologia:*

De acordo com o “Mapa Exploratório – Reconhecimento de solos” do Estado da Paraíba, do Ministério da Agricultura o solo da região é classificado como PV6

⁵² DIAS, Idalíria de Moraes, Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos, Dissertação, Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007;

⁵³ LAMBE, T. William, WHITMAN, Robert V., Soil Mechanics, SI Version, Massachusetts Institute of Technology, University of Sydney, Copyright, 1979;

⁵⁴ Projeto sobre solos lateríticos, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, v. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.

(Podzólico Vermelho Amarelo) com o horizonte A proeminente, textura argilosa (SUDENE,1972).

- *Quanto ao clima e precipitação:*

Bioclimaticamente, segundo a classificação de Gausen, pode-se classificar a região onde está a jazida Sapé-Mari como sendo xerotéria, sub-grupo Mesomediterrânea de caráter atenuado (3cTh), denominado no Brasil como Mediterrâneo ou Nordeste quente de seca atenuada, com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando de 3 a 4 meses secos.

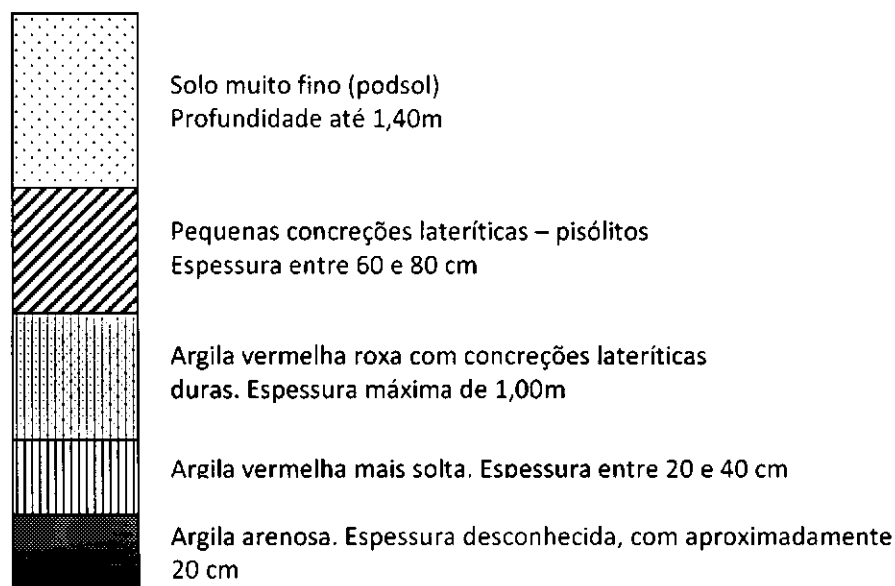


Figura 2.7: Perfil da Jazida Mari – PB de solo laterítico⁵⁵.

Quanto às propriedades químicas do solo laterítico estudado, têm-se os dados apresentados na Tabela 2.3. O baixo pH verificado é compatível com o valor característico para solos de regiões tropicais ou sub-tropicais, mais precisamente os solos lateríticos, que devido ao modo de formação, tem característica ácida. O valor baixo do teor de matéria orgânica é compatível com o solo característico que por passar por constante processo de lixiviação, desenvolve essa característica.

⁵⁵ Projeto sobre solos lateríticos, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, v. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.

Quanto à capacidade de troca de cátions – CTC – fica demonstrado que a partir dos valores obtidos, os solos estudados tem CTC dependente do pH do meio. Isto significa que os valores da CTC no pH 7 não são diretamente dependente do principal argilomineral, caulinita, presente nos solos, visto que, em um meio alcalino a caulinita não poderia exibir valores de CTC naqueles intervalos. Outros componentes devem ter influenciados no CTC do solo.

Tabela 2.3: Propriedades químicas e mineralógicas da Jazida Sapé – PB ⁵⁶.

Ensaio	Método	Resultado	Unidade
Potencial hidrogeniônico, pH	British Standard BS 1377-1975	4,35	-
Teor de matéria orgânica, Mo	British Standard BS 1377:1975	1,10	%
Capacidade de troca de cátions, CTC	Busenberg e Clemency (pH=7)	7,90	meq/100g
	Queiroz de Carvalho (pH=10), (1979)	7,17	meq/100g
Constituintes amorfos, %SiO ₂	Hashimoto e Jacson (1960)	11,6	%
Constituintes amorfos, %Al ₂ O ₃		4,79	%
<i>Constituintes amorfos,</i> %Fe ₂ O ₃	Queiroz de Carvalho (1979)	3,45	%

Quanto aos componentes amorfos, verificou-se que todos apresentam-se dentro da faixa característica de solos lateríticos.

Análises feitas por fluorescência de raios-x concluíram que os componentes básicos do solo estudado são: sílica, alumina e ferro. Observa-se que o ferro tende a se concentrar nas frações mais grossas enquanto que a sílica e a alumina estão presentes em todas as frações. Os dados obtidos estão presentes nas Tabelas 2.4 e 2.5.

A composição química apresentada mostra claramente que no processo de formação dos solos os elementos Mg, Ca, K, Na, Mn, P, Cr foram removidos da matriz do solo pois apresentam-se em porcentagens muito pequenas.

O quartzo predomina nas frações grossas como era de se esperar. A goetita e a hematita estão presentes em quase todas as frações com tendência a aparecerem em maior quantidade e freqüência nas frações mais grossas. Em se tratando de solos

⁵⁶ Projeto sobre solos lateríticos, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, v. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.

lateríticos isto é justificável; os solos estudados são também possuidores das características concrecionárias e, a goetita e/ou hematita são Fontes de ferro, um elemento cimentante por excelência.

Tabela 2.4: Composição química de várias granulometrias de concreções lateríticas por meio de Difração de Raios X da Jazida Sapé – PB.⁵⁷

Fração	%SiO ₂	%Al ₂ O ₃	%Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MnO	MgO	CaO	K ₂ O	P ₂ O	Na ₂ O	Cr ₂ O ₃	H ₂ O
20,0mm	24,53	16,87	42,88	2,12	0,02	0,38	0,09	0,07	0,08	0,74	0,16	12,06
4,8mm	23,80	16,71	44,40	2,16	0,02	0,42	0,09	0,07	0,07	0,78	0,17	11,31
2,0mm	39,96	22,22	21,91	2,54	0,02	0,30	0,08	0,08	0,04	0,35	0,09	12,41
0,42mm	45,06	26,22	11,58	2,83	0,02	0,24	0,08	0,10	0,02	0,20	0,05	13,6
0,075mm	49,51	23,63	8,78	2,76	0,02	0,25	0,09	0,10	0,02	0,12	0,03	12,69
0,002mm	40,61	29,35	10,65	3,08	0,02	0,29	0,08	0,10	0,02	0,16	0,04	15,60
<0,02mm	37,91	33,86	9,41	2,30	0,00	0,21	0,55	0,13	0,30	0,40	0,00	15,01

Tabela 2.5: Quadro resumo da composição mineralógica do solo estudado.

Fração	Constituintes mineralógicos	
	Definido	Fraco
3/8''	Caulinita, quartzo, goetita, hematita	-
Nº 4	Caulinita, quartzo, goetita, hematita	-
Nº 10	Caulinita, quartzo	Goetita, hematita, Anatásio
Nº 40	Caulinita, quartzo, goetita	Anatásio
Nº 200	Caulinita, quartzo, goetita	Anatásio
Silte	Caulinita, quartzo, goetita	Anatásio
Argila	Caulinita	Quartzo, Anatásio

⁵⁷ Projeto sobre solos lateríticos, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, v. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.

2.5 Concreto

O concreto é um material comumente formado por cimento Portland, areia, pedra britada ou pedregulhos e água; e, por vezes, apresenta a presença de aditivos que melhoram o desempenho da estrutura final quando em estado fresco ou endurecido.

2.5.1 Cimento Portland

O cimento Portland é um pó cinza com partículas angulares de tamanhos da ordem de 1 a $50\mu\text{m}$ ⁵⁸. Trata-se de um aglomerante hidráulico cujo processo de fabricação consiste no aquecimento a altas temperaturas da argila com o calcário, e eventuais corretivos químicos de natureza silicosa, aluminosa ou ferrífera⁵⁹, formando o clínquer; este é moído, e é misturado com a gipsita em proporções de massa de 3 a 5%, a qual irá retardar o processo de endurecimento do cimento.

O cimento é constituído de forma geral de duas fases:

- Fase silicato : formada pelos silicatos tricálcicos (alita - C_3S) e dicálcico (belita - C_2S);
- Fase intersticial: formada pela fase aluminato (C_3A) e fase ferrita (C_4AF).

Quando em presença de água, o cimento Portland desenvolve uma série de reações químicas, nas quais há um rearranjo dos sistemas cristalino, conferindo à mistura água-cimento sua rigidez característica. Existem duas formas de reação entre os constituintes do cimento e a água⁶⁰: a) incorporação direta de algumas moléculas de água, hidratação, e b) a quebra e dissolução de determinados componentes do cimento, hidrólise, que liberam íons que irão reagir com outros compostos.

O mecanismo de hidratação do cimento Portland é apresentado por dois mecanismos. A hidratação por *dissolução-precipitação* envolve a dissolução de compostos anidros em seus constituintes iônicos, formação de hidratos na solução e, devido a sua baixa solubilidade, uma eventual precipitação de hidratos provenientes de soluções supersaturadas. Assim, esta proposta visa uma completa reorganização dos

⁵⁸ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande. 2005. p.6;

⁵⁹ KIHARA, Yushiro, CENTURIONE, Sérgio Luiz, *O cimento Portland*, artigo do livro *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*, p. 302, cap. 10, vol.1/ ED. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2005.

⁶⁰ *Ibid.*, p. 310.

componentes originais durante a hidratação do cimento⁶¹. O outro mecanismo, denominado *fotoquímico* ou *hidratação no estado sólido* do cimento, as reações acontecem diretamente na superfície dos componentes do cimento anidro sem entrarem em solução. Na realidade, não existe um mecanismo que prevaleça durante as reações. Ambos ocorrem ao mesmo tempo, sendo que o mecanismo de dissolução-precipitação acontece primeiramente, sendo seguido do mecanismo fotoquímico. O aumento da resistência à compressão do concreto de cimento Portland é determinado pela taxa de hidratação dos seus quatro constituintes, alita, belita, aluminato e ferrita. (Almeida Filho, 2006)⁶².

A seguir apresentam-se as duas etapas de hidratação do cimento.

a) Hidratação dos silicatos cálcicos

A hidratação do C_3S e do βC_2S produz uma família de silicatos cálcicos hidratados estruturalmente similares, denominados genericamente por C-S-H, pois não apresentam uma composição definida, variando com a relação água/cimento, temperatura e idade de hidratação.

As reações de hidratação da alita e da belita são aceleradas pela presença de íons sulfato em solução. Em geral o material resultante da reação apresenta características de um gel rígido, mas com estrutura cristalina pobre.

b) Hidratação dos aluminatos e ferroaluminatos cálcicos

A reação da fase aluminato com a água é instantânea, formando rapidamente hidratos cristalinos, tais como C_3AH_6 , C_4AH_9 e C_2AH_8 , com conseqüente liberação de grande quantidade de calor; a reação em questão desencadeia enrijecimento da pasta, dito como pega instantânea. Mas do ponto de vista das reações de hidratação do cimento, é conveniente apresentar como a fase aluminato ocorre juntamente com a fase ferrita, pois os produtos de hidratação da fase ferrita são muito semelhantes àqueles formados pelo C_3A .

Para combater a rápida pega do cimento, é adicionada a gipsita ao cimento, agindo, portanto, como um retardador. Entretanto, deve-se adicionar um teor ótimo, que

⁶¹ MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.

⁶² ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes de, *Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis*. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

varia com composição química do cimento mantendo em quantidades desejadas a reatividade e disponibilidade de sulfato na solução. Em caso de baixa reatividade e alta disponibilidade de sulfato, a gipsita adicionada hidrata-se formando cristais aciculares nos poros da pasta, diminuindo a trabalhabilidade. Esse fenômeno é conhecido como a falsa pega do cimento, e acontece em um tempo inferior a 10 minutos⁶³.

2.5.2 Agregados

Trata-se de materiais granulares, tal como areia, pedregulho, pedra britada ou os fillers que são adicionados à pasta cimentante para diminuir o consumo de cimento do produto final. Os agregados estão divididos em grãos, aqueles com granulometria maior do que 4,8mm, e miúdos, que são as partículas menores do que 4,8mm e superiores a 75µm.

As adições de agregados no concreto interferem na sua resistência final, uma vez que podem ocupar de 60 a 70% de seu volume total. Portanto, as propriedades físicas e químicas, bem como as quantidades destes agregados no concreto devem ser estudadas com cuidado antes da adição.

O tamanho do agregado, forma e textura desempenha papel fundamental na concepção e realização de misturas de concreto. O tamanho do agregado tem efeito direto sobre a densidade, vazios e trabalhabilidade das misturas de concreto. Ele também influencia nas propriedades da mistura, tais como conteúdo de finos, volume de vazios, vazios cheios de pó, estabilidade, durabilidade etc.

Segundo Andolfato (2002)⁶⁴, a areia considerada ótima para a produção de concretos é a *areia grossa, com módulo de finura* entre 3,35 e 4,05. Entretanto, a areia média, com módulo de finura entre 2,4 e 3,35, é considerada utilizável.

Os agregados britados tendem a desenvolver concretos com maior resistência por causa do engrenamento existente entre os ângulos das partículas, enquanto que agregados naturais, que não possuem ângulos agudos, por serem mais arredondados, aumentam a capacidade de fluidez da pasta em função do menor atrito interno das

63 COSTA, C., CARVALHO, P. Almeida de, BORDADO, J.C. et al. *Estudo de Argamassas de Base Cimentícia por Microscopia Eletrônica de Varrimento*. C.Tecn. Mat., jul. 2009, vol.21, no.3-4, p.31-35. ISSN 0870-8312

64 ANDOLFATO, Rodrigo Piernas, *Controle tecnológico básico do concreto*, Universidade Paulista Julio Mesquita Filho, Apostila, 29p., Ilha Solteira, 2002.

partículas.⁶⁵ Entretanto, agregados britados em britadores de mandíbula tendem a desenvolver grãos laminares, que tendem a acumular água abaixo de si durante a concretagem, tornando o processo de hidratação do cimento heterogêneo ao redor do agregado.

Em pesquisa com agregados britados, Ćurčić, Grdić et al. (2010)⁶⁶ determinaram que para um teor de cimento entre 200,0kg/m³ e 400,0kg/m³ no concreto, a mobilidade da mistura do concreto fresco depende apenas da quantidade de água, e não da quantidade de cimento. A quantidade de água depende do tipo de agregado, granulometria, forma e textura dos grãos e quantidade de finos. A influência das propriedades do agregado na consistência da mistura diminui com o aumento da quantidade de cimento, e torna-se quase insignificante para uma proporção de agregado/cimento de cerca de 2,5 à 2.

Em estudo sobre o efeito do agregado nas propriedades do concreto, obtidos pela variação dos teores de agregado e do fator água cimento, Suwavitaya, Jiravetakul e Vanichavetin (2006)⁶⁷ definiram que, variando os teores de agregados graúdos estabelecidos pela fórmula do ACI 211.1-91⁶⁸:

- A resistência à compressão e o módulo de elasticidade apresentam um aumento de 5 a 10% com a variação dos teores de agregado graúdo;
- A resistência à tração indireta por compressão diametral e a resistência à tração indireta por flexão diminuem com o aumento do teor de agregado graúdo.

Quase todas as propriedades da mistura dependem do tamanho e das proporções de agregados graúdos e miúdos. A influência destas propriedades na trabalhabilidade foi incorporada pelos vários códigos de prática da mistura de concreto pelo CEB e ACI. No entanto, esses códigos não mencionam a influência das propriedades do concreto governadas pela razão a/c livre. Neste caso, o fator a/c parece estar mais relacionado

⁶⁵ FILHO, Fernando Menezes de A., Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis. 2006.Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

⁶⁶ Ćurčić, Gordana Topličić, Grdić, Zoran; Despotović, Ivã; Ristić, Nenad, Influence of crushed Stone aggregate type on concrete consistency, University of Niš, Factia Universitatis, article, Arctecture and Civil Engineering, vol. 8, 2010, pp.99-109, Belgrade, 2010.

⁶⁷ SUWANVITAYA, Prasert; JIRAVETAKUL, Siriphol; VANICHAVETIN, Chavelek; Effect of aggregate fraction on concrete strength, paper, Kasertsart University, 2006, Symposium on Infrastructure Development and the Environment, 7-8 September, University of the Philipines, Philipines,2006.

⁶⁸ ACI Committee 211.1. 1994. Standard Practice for Selecting Proportions of Normal, Heavyweight, and Mass Concrete. ACI 211.1-91 (revised 1994). Amer. Concr. Inst., Detroit. 38 p.

com o tamanho, forma e textura da superfície do agregado do que à resistência do concreto⁶⁹.

2.5.3 Trabalhabilidade

A trabalhabilidade é definida como a facilidade com a qual um concreto pode ser manipulado sem segregação nociva⁷⁰. Tem influência sobre as demandas de água e de cimento e efeitos sobre a segregação; alguma influência sobre a exsudação e também sobre o lançamento e o acabamento do concreto. Estes fatores representam as importantes características do concreto fresco e influenciam também as propriedades do concreto no estado endurecido – resistência, retração e durabilidade.⁷¹

Quanto melhor o aspecto reológico do concreto, mais trabalhável ele é. O uso de plastificantes e superplastificantes permitiram uma grande obtenção de trabalhabilidade sem a adição de água. Existem diferentes formas de se medir a trabalhabilidade de um concreto. Entre elas estão os ensaios de abatimento do tronco de cone ou “slump test”, e o espalhamento por meio da mesa de Graff. A Tabela 2.6 correlaciona a consistência do concreto e os tipos de obras aos quais se destinam.

Tabela 2.6: Indicações sobre os limites dos índices de trabalhabilidade.

Consistência	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	Tipos de obras
<i>Extremamente seca</i>	--	--	Pré-fabricação. Condições especiais de adensamento.
<i>Muito seca</i>	--	--	Grandes massas. Pavimentação. Vibração muito enérgica.
<i>Seca</i>	0 – 20	< 120	Estruturas de concreto armado ou protendido. Vibração enérgica
<i>Rija</i>	20 – 50	350 – 400	Estruturas correntes. Vibração normal.
<i>Plástica (média)</i>	50 – 120	400 – 500	Estruturas correntes. Adensamento manual
<i>Úmida</i>	120 – 200	500 – 600	Estruturas correntes, paredes-diafragma, sem grande responsabilidade. Adensamento manual.
<i>Fluida</i>	200 – 250	> 600	Concreto inadequado para qualquer uso

Fonte: Petrucci, 1987.

⁶⁹ KRISHNA, A.V.; RAO, B. Krishna, RAJAGOPAL, A.; Effect of different sizes of coarse aggregate on the properties of NCC and SCC, paper, 2010, JNT University Kakinada, International Journal of Engineering Science and Technology, vol. 2 (10), Kakinada, 2010.

⁷⁰ MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.

⁷¹ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do Concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

2.6 Aditivos plastificantes

O concreto em estado fresco dependendo do teor de aditivo plastificante pode variar sua consistência do estado plástico ao estado fluido. Também pode variar sua consistência em virtude das reações de pega, perda de água de amassamento ou evaporação. Portanto, a trabalhabilidade é uma das propriedades mais importantes do concreto, uma vez que relaciona-se a várias de suas propriedades no estado fluido e endurecido.

2.6.1 Histórico

O concreto apresenta sua grande aceitação mundial por duas características básicas: fácil plasticidade durante a execução e alta resistência quando endurecido. Durante sua evolução procurou-se acrescentar várias adições que possibilitaram o desenvolvimento dessas duas propriedades. Os romanos já adicionavam clara de ovo, sangue, banha ou leite à massa dos concretos e argamassas rudimentares utilizados em suas construções para melhorar a trabalhabilidade das misturas ⁷².

Mas há cerca de 80 anos, descobriu-se que certas moléculas orgânicas conhecidas por suas propriedades dispersivas podiam ser usadas para neutralizar as cargas elétricas presentes na superfície dos grãos de cimento, reduzindo sua floculação; com isto, mais partículas de cimento eram hidratadas, preenchendo os vazios da pasta.

Tais compostos são substâncias cujas moléculas, catiônicas ou aniônicas, apresentam uma das extremidades altamente carregada, que neutralizam as cargas das partículas de cimento, defloculando-as. A Figura 2.8 esquematiza a ação do plastificante na defloculação dos grãos de cimento.

A primeira substância do tipo a ser usada em larga escala foram os aditivos à base de lignossulfonatos, obtidos nos rejeitos das fábricas de polpa de papel como agente dispersivo. ⁷³ Eram usados como agentes fluidificantes, e não como redutores de água; eram usados em combinação com agentes redutores de água baseado em lignossulfonatos. Sua adição era feita no momento do lançamento do concreto, dado que o tempo de ação do composto era reduzido.

⁷² HARTMAN, Carine Toso, Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

⁷³ AÏTCIN, Pierre-Claude, *Concreto de alto desempenho*, tradução Geraldo G. Serra, São Paulo: Pini, 2000.

Ao final da década de 60 os superplastificantes foram pela primeira vez usados no concreto, ocorrendo sua introdução no mercado quase simultaneamente no Japão e na Alemanha. Mas sua entrada foi tardia, dado que a primeira patente americana foi obtida em 1938.⁷⁴

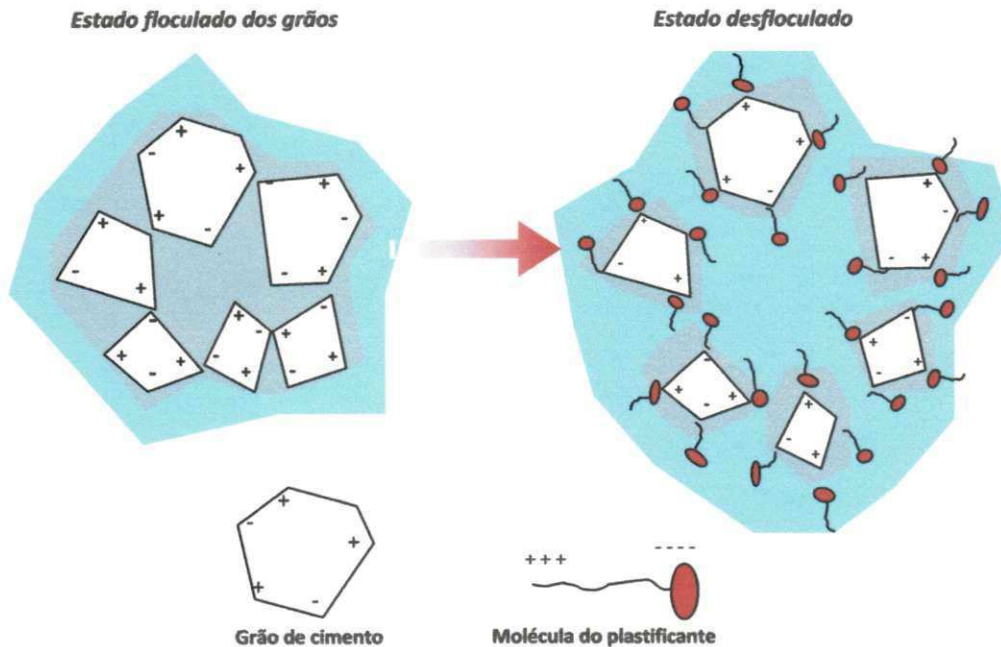


Figura 2.8: Ação do aditivo plastificante na desfloculação dos grãos.

Os superplastificantes são uma categoria especial de agentes redutores de água, ou plastificantes, formulados a partir de materiais que permitem reduções de água muito superiores ou trabalhabilidade extrema dos concretos nos quais são incorporados.

O surgimento dos superplastificantes possibilitou a produção de Concretos de Alta Resistência (CAR). O concreto usual que antes tinha resistências médias de 15 a 30MPa, hoje apresenta-se com o CAR resistências de 50 até 100MPa em condições extra-laboratoriais.

Um dos aditivos de maior utilização atualmente é o redutor de água, que permite a melhora das condições de trabalhabilidade do concreto sem alteração da relação

⁷⁴ AÏTCIN, Pierre-Claude, *Concreto de alto desempenho*, tradução Geraldo G. Serra, São Paulo: Pini, 2000.

água/cimento ou, ainda, redução da quantidade de água adicionada, promovendo um aumento da resistência.⁷⁵

2.6.2 Conceituação e normalização

A EB-1763, “Aditivos para concreto de cimento Portland”, define aditivos como sendo produtos que adicionados em pequena quantidade a concretos de cimento Portland modificam algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições.

Os aditivos classificam-se segundo as suas funções principais. Entretanto, algumas vezes esses aditivos podem desenvolver funções e efeitos secundários que podem ser maléficis ao concreto. É conveniente, portanto, fixar os conceitos⁷⁶:

a) Função principal

Considerando-se os critérios das normas britânicas EB 1763 (1992) e EB 934 (2001), um aditivo caracteriza-se por produzir uma determinada modificação nas características do concreto ou argamassa.

b) Função secundária

Modificações paralelamente a alguma ou algumas das características do concreto, independente da que define a função principal.

c) Efeito secundário

Modificação(ões) inevitável(is) de certas propriedades ou características dos concretos ou argamassa, além das correspondentes a função principal ou secundária.

A EB-1763, “Aditivos para concreto de cimento Portland”, classifica os aditivos superplastificantes e plastificantes em: plastificante (P), plastificante retardador (PR), plastificante acelerador (PA), superplastificante (SP), superplastificante retardador (SPR) e superplastificante acelerador (SPA). Nos Estados Unidos os plastificantes são

⁷⁵ MELO, Karoline Alves de, MARTINS, Vanessa da C., REPETTE, Wellington Longuini, *Estudo da compatibilidade entre cimento e aditivo redutor de água*, Universidade Federal de Santa Catarina, Artigo, Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, p. 45-56, jan./mar. 2009.

⁷⁶ MARTIN, Juan Fernando Matias, *Aditivos para concreto*, c.13, v. 1, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. Ed. G.C. Isaia – São Paulo: IBRACON, 2005.

chamados aditivos redutores de água, e se enquadram na categoria de tensoativos juntamente com os incorporadores de ar.⁷⁷

A norma americana ASTM C 494, “Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete” classifica os aditivos superplastificantes em “Type F: water-reducing, high-range, admixtures” e “Type G: water-reducing, high-range, and retarding admixtures”. O primeiro reduz 12%, ou mais, a quantidade de água de uma mistura para produção do concreto, enquanto que o segundo causa a mesma redução de água e ainda provoca o retardamento da pega do cimento.⁷⁸

A diferença primária entre esses aditivos e os redutores de água convencionais é que pode-se obter uma redução de 30% de água de amassamento sem uma perda excessiva do retardamento da pega.⁷⁹

A norma ASTM C 1017-92, “Chemical Admixtures for use in Flowing Concrete” apresenta uma classificação de aditivos superfluidificantes em: Type I: Plasticizer” e “Type II: Plasticizer and Retarder”.

2.6.3 Lignossulfonatos

Conhecidos como aditivos plastificantes de primeira geração, têm a função básica de dispersão das partículas coloidais. São obtidos a partir do rejeito líquido do processo de extração da celulose da madeira. O subproduto contém uma mistura complexa de produtos sulfonados de lignina, produtos da decomposição da celulose e da lignina, vários carboidratos e ácidos sulfurosos livres ou sulfatos.⁸⁰

Os lignossulfonatos são tensoativos, ou seja, apresentam moléculas com duas polaridades opostas: uma hidrofílica com afinidade pela água, e outra hidrofóbica com afinidade por outros solutos⁸¹. Este aditivo age como um dispersante dos grãos de cimento que estão unidos pelas cargas opostas em sua superfície. Ao serem dispersos os

⁷⁷ MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.

⁷⁸ HARTMAN, Carine Toso, Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

⁷⁹ SCHORSKI, David M., *Chemical admixtures for concrete*, ACI Education Bulletin E4-03. Supersedes E4-96. Copyright, 2003.

⁸⁰ ALVES, Roberta de A. R., *Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

⁸¹ FARIAS, K. V.; AMORIM, L.V.; PEREIRA, E.; PEREIRA, H. C.; *Estudo comparativo entre aditivos dispersantes na redução da espessura do reboco e no controle das propriedades reológicas de fluidos hidroargilosos*, Universidade Federal de Campina Grande, artigo, p 925-934, 17º Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, Novembro, Foz do Iguaçu, 2008.

grãos apresentam uma maior área de contato com a água, aumentando a trabalhabilidade quando, o cimento está fresco, e a hidratação dos grãos, quando em processo de endurecimento.

Os carboidratos presentes no lignossulfonato são reduzidos por dois estágios de beneficiamento por meio de ultrafiltração, tratamento térmico com pH controlado e fermentação.⁸² Caso não seja efetuada essa filtração, a grande quantidade de açúcares presentes em sua composição pode elevar consideravelmente o tempo de pega do cimento no caso de altas dosagens.

A estrutura molecular de um lignossulfonato é apresentada na Figura 2.9. Apresenta-se com uma cadeia longa e complexa e consistem em unidades de fenilpropano substituídas, grupos hidroxila (OH), metoxila (OCH₃), anel fenila (C₆H₅) e grupos ácido sulfônicos (SO₃H).

A presença de vários radicais hidroxilas (-OH) na molécula desenvolve um potencial eletronegativo, em virtude da alta eletronegatividade do oxigênio. Surge assim, uma configuração aniônica à molécula na posição onde se encontra.

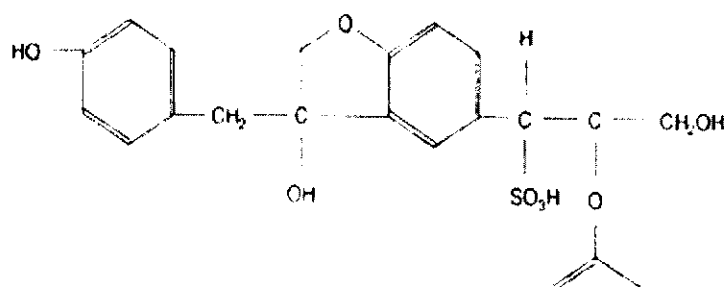


Figura 2.9: Monômero de um lignossulfonato (Fonte: Hartman, 2002).

A massa molecular dos lignossulfonatos apresenta-se na faixa de variação de algumas centenas a 100.000.⁸³; Hartman (2005)⁸⁴ afirma que variam de 20 a 30.000. Por

⁸² LIMA, Frank Melo de., *Avaliação do comportamento reológico de pastas de cimento para poços de petróleo com adição de plastificantes*. Dissertação, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 140p., Natal, 2006.

⁸³ ALVES, Roberta de A. R., *Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

apresentar-se com anéis benzênicos, têm-se moléculas com fortes ligações interatômicas, necessitando, portanto de grande quantidade de energia para haver reações químicas com o composto; o que pode justificar, em parte, o tempo de reação prolongado da pega do cimento quando adicionado.

O retardo do tempo de pega devido ao retardo no tempo de início de pega decorre da variação na composição destes aditivos, principalmente dos lignossulfonatos, que, por serem sub-produtos, se torna difícil a remoção completa de açúcares e outras impurezas, sendo que estes compostos interferem no processo de hidratação do cimento, inibindo a nucleação e o crescimento dos produtos de hidratação.⁸⁵

A redução da quantidade de água de amassamento, em muitos casos, especialmente com aditivos da classe 1, é devida ao ar incorporado introduzido pelo aditivo⁸⁶

O uso de aditivos à base de lignosulfonato no concreto é sustentável, pois além de contribuir com a redução de água e cimento, ainda utiliza o rejeito das indústrias de madeira.⁸⁷ A Tabela 2.7, adaptada para o português, esquematiza as vantagens do uso do aditivo plastificante no concreto como sustentável.
























⁸⁴ HARTMAN, Carine Toso, Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

⁸⁵ JOLICOEUR, C. et al. Chemical admixtures: essential components of quality concrete. In: New Spiratos Symposium on Superplasticizers. Proceedings of a Symposium Honouring, Bucharest, Romania: CANMET/ACI, June 2003.

⁸⁶ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

⁸⁷ ORTEGA, Philippe; *The contribution of admixtures in sustainable concrete construction*, article, 87-97 pp., The Institute of Concrete Technology, Yearbook 2006-2007, 11th Ed., Editorial Committee, Camberlay, 2007.

Tabela 2.7: Efeitos da adição do aditivo plastificante nas propriedades sustentáveis do concreto.

Agregados	Água	Cimento	Fluidez	Resistência e durabilidade	Custo	Sustentabilidade
						
	+ Água					
	Adição de plastificante					
	- Água					
	Adição de plastificante - Cimento - Água					

Fonte: Adaptado de Ortega, 2007.

2.6.4 Naftaleno sulfonato

Foram desenvolvidos no Japão na metade do século XX, e geralmente apresentam uma boa compatibilidade com a maior parte dos cimentos. Podem ser facilmente combinados com lignossulfonatos e melaninas, mas podem incorporar um pouco de ar ao concreto.

Os aditivos desta categoria costumam reduzir a tensão superficial da água da fase aquosa do concreto e incorporar ar. Materiais com massas moleculares maiores são considerados mais eficientes, na medida em que não afetam a tensão superficial da água e não alteram a incorporação de ar.⁸⁸

A manutenção de plasticidade poderá variar com a temperatura ambiente e consumo de cimento, sendo que manutenção média da plasticidade é de cerca de 40

⁸⁸ ALVES, Roberta de A. R., Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

minutos.⁸⁹ Para altas dosagens, por exemplo, 0,8%, o valor da tensão de escoamento aproxima-se de zero e o sistema torna-se essencialmente Newtoniano, mas a composição química do cimento pode afetar seu comportamento reológico.⁹⁰

2.6.5 Melanina sulfonato

Foram desenvolvidos na Alemanha na metade do século passado. É um produto obtido a partir de técnicas de polimerização, muito usado na produção de resinas, onde moléculas de melanina são adicionadas as de formaldeído produzindo o trimetilol-melanina.

Os superplastificantes a base de melanina sulfonato- MS, devem ser adicionados na hora de aplicação devido ao seu curto tempo de manutenção de plasticidade; cerca de 30 minutos. Deve ser misturado por cerca de 10 minutos para sua completa homogeneização, podendo esse tempo ser reduzido para o caso de misturas eficazes.⁹¹

O naftaleno sulfonato – NS – e a melanina sulfonada – MS – são conhecidos comercialmente como aditivos superplastificantes de segunda geração, e permitem a redução em até 25% da quantidade de água na mistura quando usado como redutores de água. Os carboxilatos (PC) são aditivos superplastificantes de alta eficiência que dispersam e defloculam as partículas de cimento. Assim, permitem a redução da água das misturas em até 40%, mantendo a mesma trabalhabilidade⁹².

2.6.6 Policarboxilatos

São da última geração de superplastificantes; com cimentos adequados atuam como excelentes fluidificantes, de longa duração e com pouco retardamento da pega. Permitem a redução de água nas misturas em até 40%⁹³ mantendo a mesma trabalhabilidade.

⁸⁹ MARTIN, Juan Fernando Matias, Aditivos para concreto, Cap.13, vol. 1, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. Ed. G.C. Isaia – São Paulo: IBRACON, 2005.

⁹⁰ GOMES, Paulo César Correia, *Métodos de dosagem de concreto auto-adensável*/ Paulo César Correia Gomes, Alexandre Rodrigues de Barros. São Paulo: Pini, 2009.

⁹¹ MARTIN, Juan Fernando Matias, Aditivos para concreto, Cap.13, vol. 1, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. Ed. G.C. Isaia – São Paulo: IBRACON, 2005.

⁹² TUTIKIAN, Bernado Fonseca, MOLIN, Denise Carpena Dal, *Concreto auto-adensável*, São Paulo: Pini, 2008.

⁹³ HARTMAN, Carine Toso, Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

Caracterizam-se por serem poliméricos e apresentar larga distribuição de massa molecular. Por apresentarem-se com uma complexa estrutura química, são compatíveis apenas com um número limitado de outras matérias-primas; quando não compatíveis, tendem a incorporar ar na mistura.

2.6.7 Hidratação do cimento Portland na presença de aditivos plastificantes redutores

Quando é adicionada água ao cimento sem a presença do aditivo, não se obtém uma boa dispersão do sistema, pois a água possui uma tensão superficial elevada; isto é, apresenta-se com dificuldade de dispersão de suas moléculas superficiais que estão unidas por forças de Van der Waals. Como consequência, não apresenta fácil dispersão molecular a menos que haja um tensoativo diminuindo essa tensão que as une e desenvolva uma maior área de contato com os grãos de cimento. Neste caso, a água não hidrataria todos os grãos da amostra de cimento, que já se apresentam com floculação por possuírem polaridade em sua superfície.

Os principais componentes ativos dos aditivos plastificantes são os agentes tensoativos. Concentram-se na interface entre duas faces não miscíveis, alterando as forças da natureza físico-química que atuam nessa interface. O aditivo é absorvido pelas partículas de cimento que ficam carregadas negativamente o que resulta em repulsão entre partículas, tornando estável a sua dispersão; as bolhas de ar também são repelidas de forma que não se podem fixar nas partículas de cimento.

A defloculação do cimento, por meio do aditivo plastificante, também impede que certa quantidade de água possa ficar aprisionada entre grãos, reduzindo ainda mais a água para as reações de hidratação.

Alves (1994)⁹⁴ apresentou as seguintes observações:

- Não foi observada diferenças substanciais na morfologia de pastas de cimento hidratadas com superfluidificantes em relação a pastas sem aditivo, entretanto, foi observada a formação de partículas mais finas e com uma estrutura mais densa para partículas aditivadas (Ramachandran 1981, 1983, 1985, 1986, 1987);

⁹⁴ ALVES, Roberta de A. R., Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

- Na presença de aditivos a base de melanina ocorria diminuição do tamanho dos cristais de Ca(OH)_2 (Yilmaz e Glasser, 1989);
- Na presença do lignossulfonato, a hidratação do C_3S foi interrompida (Monosi, Moriconi e Collepari, 1982);
- Aditivos a base de lignosulfonato, melanina e naftaleno retardam a hidratação do C_3S puro e do componente C_3S no cimento Portland (Oder e Becker, 1980).

A presença de aditivos pode interferir no processo de nucleação e crescimento dos hidratos que ocorrem durante o período inicial, influenciando a taxa de relação de hidratação e os produtos formados.⁹⁵ Atualmente não existe uma teoria clara e aceita para explicar em todos os pormenores a ação dos aditivos plastificantes sobre as partículas do cimento durante a mistura e hidratação inicial do cimento Portland.⁹⁶

O período de eficiência dos tensoativos é bastante limitado porque logo após o início das reações de hidratação entre os compostos do cimento Portland e a água, grande quantidade de produtos tais como a etringita começam a se formar⁹⁷. Os produtos de hidratação do cimento, também, aprisionam pequena quantidade de tensoativo presente no sistema, o que impossibilita a total ação do agente dispersivo.

Obviamente, a quantidade de aditivo presente no sistema influi, porque em quantidades maiores do que o necessário para a redução de água pode atuar como retardantes de pega evitando a floculação dos produtos de hidratação. A adição de grandes quantidades de aditivo redutor à base de lignina também pode ocasionar uma considerável incorporação de ar. Para se evitar isso, comumente são vendidos aditivos desta forma com agentes deaerantes.⁹⁸

2.7 Compatibilidade cimento-aditivo

Atualmente há uma presença de diversos tipos de aditivos para concreto e cimentos no mercado nacional e internacional. Percebeu-se que em determinadas situações, alguns aditivos não eram totalmente compatíveis e apresentavam

⁹⁵ HARTMAN, Carine Toso, *Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland*, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

⁹⁶ ALVES, Roberta de A. R., *Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

⁹⁷ MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.

⁹⁸ HARTMAN, op. cit.

comportamento inesperado e indesejado. A esse fenômeno chamou-se de incompatibilidade cimento-aditivo.⁹⁹

O problema surge porque para obter um concreto mais denso e com fator de empacotamento alto, diminui-se o fator água/aglomerante; o aditivo surge para permitir a trabalhabilidade e dispersão das partículas enquanto atuante. Quando há a presença do aditivo incompatível com o cimento, a relação água/aglomerante diminui tornando as partículas de cimento mais próximas de si causando uma tendência de segregação das mesmas. A incompatibilidade cimento-aditivo vem na forma de rápida perda de abatimento e baixa fluidez do concreto fresco, comprometendo o bombeamento, adensamento, acabamento, tempo de pega do concreto e resistência inicial.

Ramachadran (1985, 1986 e 1987)¹⁰⁰ apud Alves (1994)¹⁰¹ afirma que a composição química e mineralógica do cimento é um fator determinante na taxa de perda de trabalhabilidade. Huynh (1999) apud Hartman (2002)¹⁰² apresenta os parâmetros que podem afetar as interações entre aditivos plastificantes e o cimento:

– Composição química do cimento:

A quantidade de álcalis afeta a solubilidade dos sulfatos que por sua vez alteram a hidratação do C_3A , aumentando a adsorção pelo C_3S . As moléculas dos aditivos, principalmente os sulfonados, competem com os íons sulfatos do C_3A , e as insuficientes quantidades de SO_4^{2-} resultarão numa adsorção maior do aditivo;

– Quantidade e tipo de sulfato de cálcio presente nos cimentos:

O aumento do teor de SO_3 nos cimentos desenvolve uma tendência à incompatibilidade com aditivos. Para o caso da anidrita ($CaSO_4$), observou-se rápida pega da pasta quando em presença de lignosulfonatos¹⁰³.

⁹⁹ AÏTCIN, Pierre-Claude, *Concreto de alto desempenho*, tradução Geraldo G. Serra, São Paulo: Pini, 2000.

¹⁰⁰ RAMACHADRAN, V. S.; MALHOTRA, V. M.; Superplasticizers. In: V. M. Ramachadran, Ed. *Concrete Admixtures Handbook*. New Jersey, Noyes Publications, 1984. p. 211-268 (Chapter 4).

¹⁰¹ ALVES, Roberta de A. R., *Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

¹⁰² HARTMAN, Carine Toso, *Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland*, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

¹⁰³ AÏCTIN, P.C. *Cements of yesterday and today. Concrete of tomorrow*. *Cement and Concrete Research*. v.30. 2000. 1349-1359 pp.

Alguns ensaios para a determinação da compatibilidade entre cimento e aditivo são adotados na literatura internacional. Neles, se verificam a fluidez de pastas de várias misturas de cimento-aditivo, como por exemplo, o Cone de Marsh, para pastas mais fluidas, e o Mini-slump, para pastas menos fluidas.

A escolha do plastificante deve ser baseada na relação custo-eficiência obtida por meio de comparações entre as curvas “tempo de escoamento *versus*” dosagem de plastificante” e por meio da determinação do ponto de saturação desse aditivo.¹⁰⁴ A Figura 2.10 apresenta uma típica curva entre o tempo de escoamento em relação a dosagem do superplastificante, para a determinação da compatibilidade do cimento com o aditivo com uso do Cone Marsh.

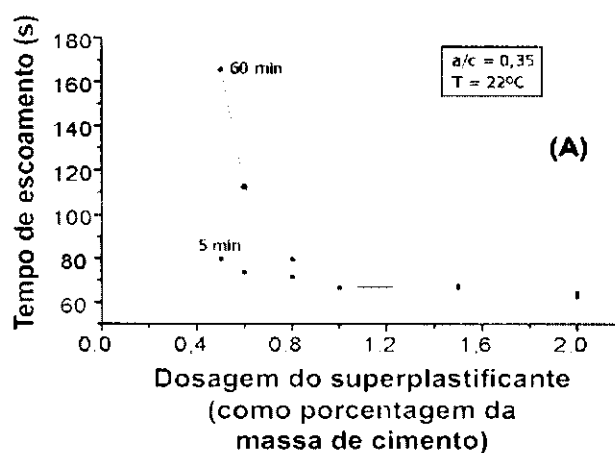


Figura 2.10: Método proposto por Aïctin (2000) para dosagem de aditivo (Fonte: Castro e Pandolfelli, 2009).

O tempo de escoamento diminui com o aumento do teor de plastificante até o chamado *ponto de saturação* a partir do qual já não diminui significativamente. Este é o ponto considerado ótimo; ou seja, é o ponto em relação ao qual, nas condições ambientais presentes no momento do ensaio, qualquer aumento da dosagem do aditivo, não altera a reologia da mistura¹⁰⁵, isto é, mesmo que hajam acréscimos de teores de aditivo à mistura, não haverá alterações no comportamento fluido da pasta. A região

¹⁰⁴ CASTRO, A. L.; PANDOLFELLI, V. C.. *Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil*. Cerâmica [online]. 2009, v.55, n.333, pp. 18-32. ISSN 0366-6913

¹⁰⁵ AÏTCIN, *Concreto de alto desempenho*, PINI, São Paulo, 2000.

do gráfico que se segue é chamada de “*buffering zone*”, ou “*zona tampão*”. A zona tampão finaliza-se no teor de aditivo correspondente ao ponto de separação; a partir dele, iniciam-se problemas de segregação. A Figura 2.11 identifica o ponto de saturação, o ponto de separação e a zona tampão num ensaio obtido com cone Marsh.

No ensaio do Cone Marsh existem três tipos de comportamento da pasta, representadas na Figura 2.12. No comportamento do Tipo I, o ponto de saturação é obtido com uma pequena quantidade de aditivo adicionado. O Tipo II apresenta um comportamento similar no início, e fica claro o ponto de saturação com a adição de aditivo. Neste caso, o aditivo pode ser acrescido em outros teores sem que haja a presença de segregação; isto é, a “*buffering zone*” existe. O terceiro caso identifica o comportamento onde o aumento da fluidez pelo acréscimo de aditivo é contínuo, porém, não há um ponto de saturação bem definido.¹⁰⁶

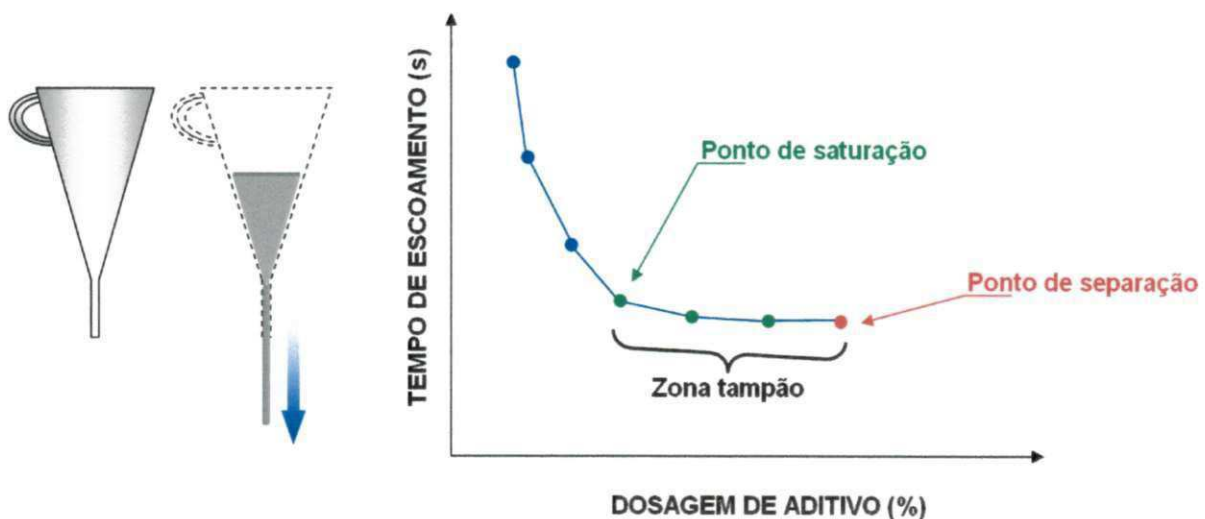


Figura 2.11: Apresentação do ponto de saturação e da zona tampão para um ensaio com o cone Marsh (Fonte: adaptado de Utsi e Jonasson, 2008).

¹⁰⁶ UTSI, Sofia; *A performance based experimental micro mortar optimization method for SCC*, Lulea University of Technology, artigo, 2008.

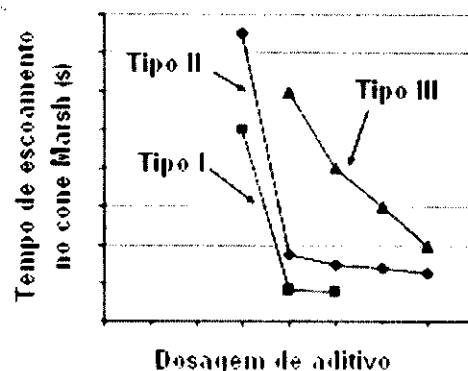


Figura 2.12: Três comportamentos da pasta no ensaio do Cone de Marsh (Fonte: adaptado de Utsi e Jonasson, 2008).

O ensaio de cone Marsh geralmente não apresenta uma descrição clara da condição de homogeneidade da mistura, pois o comportamento através do funil é semelhante imediatamente antes e após a mistura ser segregada. Nesses casos, o ensaio de mini-slump pode apresentar uma solução.

É necessário frisar que o teor de saturação obtido para pastas não pode ser diretamente relacionado para concretos de mesma relação a/c. Os agregados presentes tendem a absorver parte da água de amassamento, necessitando, portanto, de uma maior adição de aditivo na mistura.

2.8 Microestrutura

A análise macroestrutural do concreto não é suficiente para explicar suas propriedades e comportamentos nos estados fresco e endurecido e o estudo por microscópios ópticos não permite ampliações superiores a 2.000 vezes. Para observações mais aprofundadas da microestrutura se faz uso de equipamentos de Difração de Raios-X (DRX) para determinação da composição química dos compostos analisados e de Microscópios Eletrônicos de Varredura (MEV) que apresentam aumentos de 1.000.000 vezes.

O emprego do MEV permite evidenciar a morfologia dos compostos hidratados do cimento em função das condições de hidratação.¹⁰⁷ A heterogeneidade na amostra é

¹⁰⁷ FERREIRA JÚNIOR, E. L.; CAMARINI, Gládis; *Análise de imagens: um avanço para a tecnologia do concreto*, UNICAMP, Artigo, 18p., 2010.

visível graças ao processo de emissão e reflexão de um feixe de elétrons por uma coluna óptica no vácuo. A ação dos feixes de elétrons sobre a amostra os faz refletir em diferentes direções e intensidades que são interpretadas pelo equipamento e traduzidas na forma de imagens.

Normalmente, amostras não condutoras de elétrons como polímeros, cerâmicas, pastas argamassas e concretos, devem ter as superfícies recobertas por uma camada com material condutor de elétrons, metais ou ligas metálicas, cujo processo é denominado metalização de amostras.¹⁰⁸

A análise da pasta de cimento Portland endurecida é constituída de três intensidades de cinza: os produtos da hidratação, os grãos anidros e os poros. No caso das argamassas do concreto, há ainda os grãos que são facilmente identificáveis e a zona de transição, que é a região de interface entre a pasta e o agregado. A zona de transição do concreto é caracterizada por ter um processo de cristalização diferente do resto da pasta; além da grande quantidade de cristais de hidróxido de cálcio orientados e os vazios capilares, é dotada de microfissuras que influenciam significativamente nas propriedades mecânicas e no transporte do concreto.

2.9 Propriedades do concreto

A seguir serão mostradas algumas propriedades mecânicas do concreto endurecido.

2.9.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão é o principal parâmetro de estudo no concreto, uma vez que sendo os grãos dos agregados graúdos mais rígidos e mais resistentes que a matriz de argamassa, eles provocam o aparecimento de tensões transversais de tração, perpendiculares ao campo de compressão aplicado externamente. O resultado é uma microfissuração generalizada, com fissuras orientadas segundo a direção do campo de compressão, com tendência ao esboroamento da estrutura interna do material. Nos concretos de baixa ou média resistência, isto é, para resistências à compressão da ordem de até 40MPa, o mecanismo de ruptura à compressão está mostrado na Figura 2.13.

Quando o corpo-de-prova é comprimido pode gerar atrito e fissuração do

¹⁰⁸ ANDRADE, N. P. H., VEIGA, F. N. *Microscopia Eletrônica de Varredura*. Informativo, FURNAS Centrais Elétricas S.A., 1998.

concreto nas superfícies comprimidas; a fissura do concreto aumenta gradativamente com o aumento da tensão de compressão.¹⁰⁹

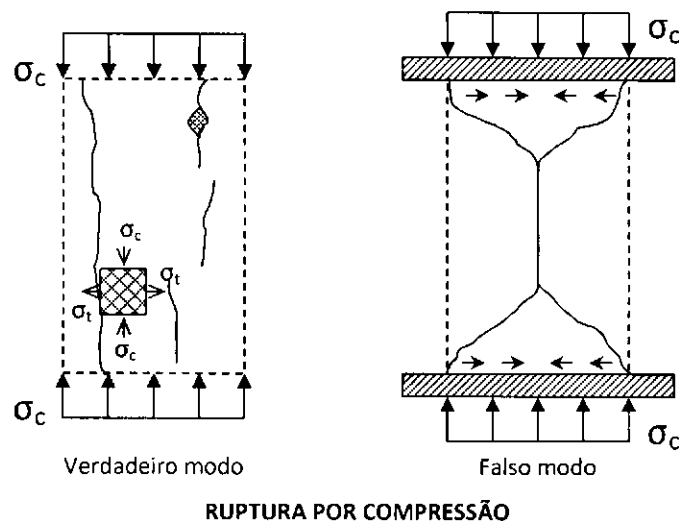


Figura 2.13: Ruptura à compressão de concretos de baixa ou média resistência $f_{ck} \leq 40$ MPa (Fonte: adaptado de Fusco, 2008).

A fissuração colunar ocorre no plano de ruptura que atravessa o agregado por sua fragilidade e maior rigidez da matriz¹¹⁰. Esse tipo de ruptura é característico de superfícies com as interfaces que mostram-se muito flexíveis¹¹¹. Como já foi apresentada, a ruptura é característica de concretos de baixa ou média resistência ($f_c \leq 40$ MPa).¹¹² Stroeven (1972)¹¹³ apud Fusco (1995)¹¹⁴ define que o verdadeiro modo de ruptura à compressão simples é o colunar, pois desenvolve apenas tensões de compressão no corpo-de-prova.

Se o agregado que está sendo ensaiado leva a resistências menores e, em particular, se muitas partículas do agregado se apresentam rompidas após a ruptura do corpo-de-prova, significa que a resistência do agregado é menor do que a resistência nominal do concreto a que foi incorporado. É evidente que esse agregado só poderá ser usado em

¹⁰⁹ Ukrainczyk, V., *Beton – Struktura, Svojstva, Tehnologija*, Alcor, Zagreb, 1994.

¹¹⁰ PEREIRA, Maurício Rodrigues, *Estudo de adição de argila expandida na formulação de concretos leves*; Dissertação de mestrado, 82p., Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2008.

¹¹¹ ALMEIDA, Gerson Melo de; FILHO, José Napoleão; *Simulação do ensaio de compressão uniaxial no concreto: avaliação da influência das condições de contorno sobre o modo de ruptura*, artigo, p. 33-38, Revista IBRACON – Ano V – nº 15, Outubro/Novembro 96 – São Paulo, 1996.

¹¹² FUSCO, Péricles Brasiliense, *Técnicas de armar as estruturas de concreto*, São Paulo: Pini, 1995.

¹¹³ STROEVEN, P. – *Some aspects of the micromechanics of concrete*. Stevin Laboratory, Technological University of Delft. 1972.

¹¹⁴ FUSCO, op. cit.

concretos de resistência mais baixa. Esse é, por exemplo, o caso das lateritas, materiais muito comuns na África, Sul da Ásia e América do Sul, com os quais dificilmente se podem obter concretos de resistências maiores do que 10MPa.¹¹⁵

2.9.2 Resistência à tração

Como o concreto é pouco resistente à tração, geralmente, não é destinado a trabalhar submetido a tensões desse tipo. No entanto, em elementos estruturais, tais como vigas e lajes, quase sempre ocorrem tensões de tração, tornando-se útil o conhecimento da resistência à tração do concreto porque a fissuração é atribuída a esse tipo de tensão.¹¹⁶ Controlando-se o processo de fissuração, evita-se na maioria dos casos, a corrosão da armadura.¹¹⁷

Segundo o CEB/90¹¹⁸, o valor médio da resistência à tração, f_{ctm} , pode ser calculado pela equação 2.1.

$$f_{ctm} = 1,40 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} \right)^{2/3}, MPa \quad \text{Equação 2.1}$$

Devido à dificuldade de centralização das cargas, o ensaio de tração direta não é comumente adotado para estimar a resistência à tração do concreto, pois tende a desenvolver ações de flexo-tração no corpo-de-prova.¹¹⁹ Neste caso, é obtida experimentalmente de forma indireta por meio de dois ensaios: tração indireta por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e por flexão em corpos-de-prova prismáticos.

O ensaio de tração na flexão é um procedimento simples e bastante útil no campo da engenharia estrutural e de pavimentos. No ensaio o corpo-de-prova prismático é posto sobre dois cutelos que representarão os pontos de apoio, e forças serão aplicadas entre eles. A Figura 2.14 apresenta o esquema de carregamento.

¹¹⁵ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹¹⁶ SOBRAL, Sávio Hernani, *Propriedades do concreto endurecido*. 4.ed. São Paulo, ABCP, 1997.

¹¹⁷ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹¹⁸ Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.

¹¹⁹ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

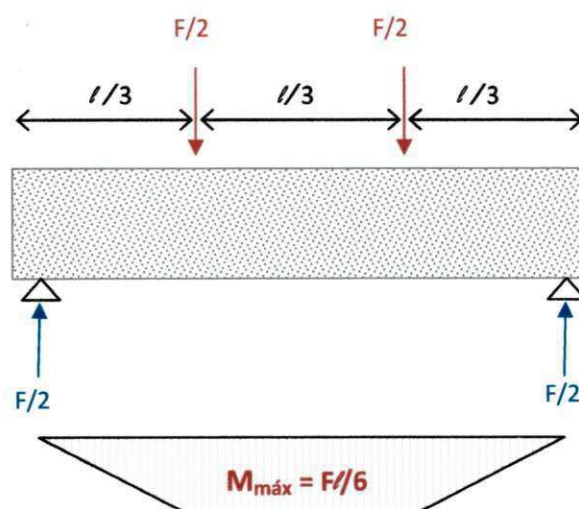


Figura 2.14: Esquema de aplicação de forças para o ensaio de tração indireta por flexão.

A tensão de tração é calculada pelo módulo de ruptura, isto é, a tensão teórica máxima de tração atingida pelas fibras inferiores do prisma. Diz-se “teórica”, porque para a hipótese adotada, a tensão de tração atuante no prisma é proporcional à distância à linha neutra da estrutura. Na realidade, a distribuição de tensões não é linear, e sim parabólica. Assim, o módulo de ruptura fornece uma resistência à tração maior, resultando valores superiores aos obtidos por tração direta, ou indireta por compressão diametral.¹²⁰

O arranjo com duas forças concentradas no vão é mais interessante ao estudo da tração, pois o momento máximo é proporcional a um sexto da força total aplicada. Para o caso de aplicação da força no centro, ter-se-ia o momento de ruptura como sendo um quarto da força total e, para um arranjo engastado em uma das extremidades, o momento máximo seria unitariamente proporcional a carga aplicada. Além da maior facilidade quanto às cargas de ruptura, a desvantagem dos demais arranjos mencionados é que a seção de ruptura seria predefinida no ponto exclusivo de momento máximo, que poderia, para materiais heterogêneos, não representar a seção mais fraca.¹²¹

Se a resistência à tração for obtida por meio de um ensaio de tração indireta por flexão, a resistência média à tração axial pode ser obtida pela equação 2.2, sendo que

¹²⁰ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹²¹ BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração*. – São Paulo: Oficina de Textos 2007;

$f_{ct,fl}$ é a resistência média à tração na flexão e “h” é a altura da viga. Para concretos usados em pavimentação, adotam-se valores dentro do intervalo de 3,8 a 5,0MPa.¹²²

$$f_{ctm} = f_{ct,fl} \cdot \frac{1,5(h/100)^{0,7}}{1 + 1,5(h/100)^{0,7}}, MPa \quad \text{Equação 2.2}$$

A ruptura do corpo-de-prova prismático ocorre sem distribuição linear de tensões – *hipótese de Navier*. Considerando como hipótese que as seções planas permanecem planas depois da deformação – *hipótese de Bernoulli* – a distribuição de tensões não é linear, mas se faz de modo correspondente ao diagrama tensão-deformação, que, na proximidade da ruptura, afasta-se sensivelmente de uma reta. Por essa razão, a tensão de tração que realmente ocorre na fibra mais afastada da linha neutra da peça fletida, no instante da ruptura, é bem menor que a calculada pela hipótese de Bernoulli, admitindo a distribuição linear.¹²³

O procedimento de determinação da resistência à tração indireta por compressão diametral foi desenvolvida pelo pesquisador brasileiro Luiz Fernando Lobo Carneiro da Universidade Federal do Rio de Janeiro. O ensaio é realizado por meio de aplicação de forças distribuídas ao longo das geratrizes diametralmente opostas do corpo-de-prova cilíndrico. A ação da força de compressão desenvolve um estado duplo de tensões no qual faz com que na região central se desenvolvam praticamente tensões de tração.

Mitchell (1961)¹²⁴ apud Villar Filho (1985)¹²⁵ afirma que para um plano vertical através do centro do cilindro ao longo do eixo y, as tensões de tração horizontais, σ_x , ao longo do plano vertical tem um valor constante de $[2Q / \pi HD]$ e as tensões compressivas variam de $[-6Q / \pi HD]$ no centro do disco a ∞ no final do diâmetro carregado. Estas altas tensões compressivas nos pontos de carga causarão fissuras, precedendo assim a ruptura na porção central do diâmetro vertical da amostra devido às tensões de tração. A Figura 2.15 apresenta o estado de tensões no corpo-de-prova nos eixos x e y quando submetido ao ensaio de tração indireta por compressão diametral.

¹²² PITTA, Márcio Rocha. *Projeto e Dimensionamento de Pavimentos de Concreto para Corredores de Tráfego Urbanos e Balas de Estacionamento de Ônibus*, São Paulo: ABCP, 1985.

¹²³ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

¹²⁴ MITCHELL, N. B., *The indirect tension test for concrete*. Mater. Res. and Std, Oct. 1961.

¹²⁵ VILLAR FILHO, Orlando de C., *Estabilização de solos lateríticos da região nordeste do Brasil com cimento*, *Dissertação*, 113p. Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1985.

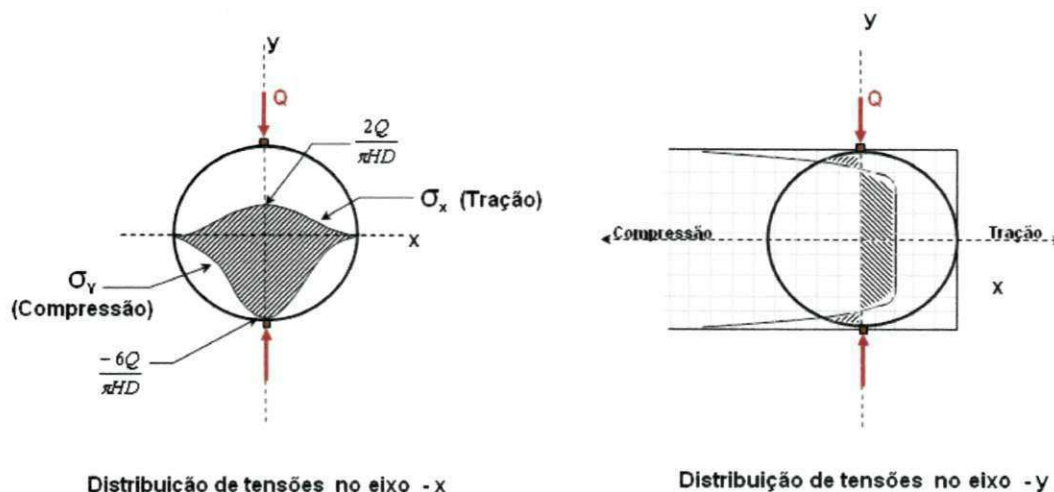


Figura 2.15: Distribuição de esforços nos corpos-de-prova cilíndricos submetidos ao ensaio à tração indireta por compressão diametral (Fonte: Villar Filho, 1985).

A aplicação das forças sobre o corpo-de-prova dá-se de modo indireto, havendo a presença de taliscas de madeira interpostas entre os pratos da prensa e o corpo-de-prova. Estudos fotoelásticos têm mostrado que a concentração do ponto de tensão máxima pode ser deslocado sempre do ponto de carga pela aplicação de uma carga distribuída através de uma vareta. A carga distribuída modifica as tensões σ_x na vizinhança da vareta para tensões compressivas. A maior parte dos materiais quebradiços são resistentes sob tal estado de tensão e, portanto, a amostra rompe à tração na parte central do diâmetro carregado.¹²⁶

As características da vareta tais como largura, espessura e tipo de material, afetam o tipo de ruptura, mas não a tensão de tração na ruptura. É recomendado que a vareta seja de um material um pouco flexível que possa se ajustar em algumas irregularidades na superfície da amostra.¹²⁷

A hipótese de Griffith propõe a ruptura microscópica no local da fissura, e normalmente, admite que a unidade de volume que contém a fissura mais fraca defina a resistência do elemento inteiro. Esta hipótese válida para a ruptura sob tensões de tração pode ser estendida para a ruptura sob tensões bi e triaxiais e para compressão uniaxial.

¹²⁶ VILLAR FILHO, Orlando de C., *Estabilização de solos lateríticos da região nordeste do Brasil com cimento, Dissertação*, p.113, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1985.

¹²⁷ MITCHELL, N. B., *The indirect tension test for concrete*. Mater. Res. and Std, Oct. 1961.

Mesmo quando as duas tensões principais forem de compressão, a tensão ao longo da fissura é de tração em alguns pontos, de modo que pode ocorrer a ruptura.¹²⁸

O cálculo da resistência à tração via compressão diametral é dado pela equação 2.3.

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi \cdot d \cdot \ell}, kN / cm^2 \quad \text{Equação 2.3}$$

Sendo que:

$f_{ct,sp}$ = resistência à tração indireta por compressão diametral;

F = força aplicada pela máquina de ensaio;

d = diâmetro do corpo-de-prova cilíndrico;

l = comprimento do corpo-de-prova.

O CEB/90 define que a resistência média à tração axial, f_{ctm} , pode ser obtida pela resistência média determinada no ensaio de tração indireta por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, através da equação 2.4.

$$f_{ctm} = 0,9 f_{ct,sp}, MPa \quad \text{Equação 2.4}$$

A ABNT NBR 6118: 2003 diz que a resistência à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a 0,9 $f_{ct,sp}$ ou 0,7 $f_{ct,n}$. A resistência à tração obtida em corpos-de-prova prismáticos com medidas de seção transversal de 15,0cm x 15,0cm apresenta valores limites variando de 0,61 a 0,74 tendo um valor médio de 0,67 do valor obtido no ensaio de tração indireta por compressão diametral.¹²⁹

Pitta (1985)¹³⁰ apud Araújo (2009)¹³¹, afirma que, para pavimentos rígidos, tanto a resistência à tração por compressão diametral como a resistência à tração por flexão referem-se a ensaios de corpos-de-prova com 28 dias de idade.

¹²⁸ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹²⁹ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

¹³⁰ PITTA, Márcio Rocha, *Projeto e dimensionamento de pavimentos de concreto para corredores de tráfego urbanos e baias de estacionamento de ônibus*, São Paulo: ABCP, 1985.

¹³¹ ARAÚJO, Robson Barros, *Estudo de concreções lateríticas de Tocantins como agregado graúdo na fabricação de concreto de cimento Portland destinado a pavimentação rodoviária*, 2009, Campina Grande, Dissertação, Universidade Federal de Campina Grande. 2009. 103p.

O ensaio de tração indireta por compressão diametral é simples de ser executado e dá resultados mais uniformes do que outros ensaios de tração.¹³² As normas europeias para determinação da tração por compressão diametral e à flexão – BS EN 1992-1-1 e BS EN 12390-6, respectivamente, não incluem informações a respeito da precisão dos ensaios.¹³³ A Tabela 2.8 apresenta algumas relações entre as resistências à tração e à compressão do concreto obtidas experimentalmente.

Tabela 2.8: Relação entre as resistências à compressão, flexão e tração do concreto.

Resistência do concreto (MPa)			Razão (%)		
f_{cc}	$f_{ct,fl}$	f_{ct}	$f_{ct,fl}/f_{cc}$	f_{ct}/f_{cc}	$f_{ct}/f_{ct,fl}$
7	1,6	0,8	23,0	11,0	78
14	2,6	1,4	18,8	10,0	53
21	3,3	1,9	6,2	9,2	57
28	4,0	2,3	14,5	8,5	59
34	4,7	2,8	13,5	8,0	59
41	5,3	3,2	12,8	7,7	60
48	5,9	3,6	12,2	7,4	61
55	6,4	4,0	11,6	7,2	62
62	7,0	4,3	11,2	7,0	63

Fonte: Mehta & Monteiro, 1994.

Bamfort, Chisholm, Gibbs e Harrison (2008)¹³⁴ determinam os fatores que tem efeitos sobre a tensão de tração:

- a resistência à tração, em geral, varia com a resistência à compressão. Entretanto, a resistência à tração não cresce na mesma proporção que a resistência à compressão;¹³⁵
- os volumes relativos à pasta de cimento e agregados têm pouco efeito sobre a resistência à tração;¹³⁶
- o concreto feito com agregado graúdo de alta resistência tende a ter maior resistência à tração;

¹³² MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo J. Melaragno. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini, 1994.

¹³³ BAMFORTH, Phil; CHISHOLM, D.; GIBBS, J.; HARRISON, T.; *Proprieties of concrete for use in Eurocode 2*, 53p., Published January 2008, Price Group P, Surrey, 2008.

¹³⁴ *Ibid.*, p. 16

¹³⁵ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

¹³⁶ AHMADI, M.A.; ALIDOUST, O.; SADRINEJAD, I; NAYERI, M.; *Development of mechanical properties of self compacting concrete contain rice rusk ash*, Word Academy of Science, Engineering and Technology, vol. 34, 2007.

– a resistência à tração tende a ser maior quando se utiliza um agregado de menor dimensão, devido ao aumento da área total, e aumento da tensão de aderência na pasta entre o cimento e o agregado.¹³⁷

2.9.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto é uma das grandezas mecânicas utilizadas no cálculo das deformações de elementos estruturais sujeitos a ações externas aplicadas, e, também nas análises estruturais.

Em virtude do comportamento complexo da mecânica do concreto, os projetistas tendem a assumi-lo como homogêneo, isotrópico e elástico para a obtenção do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson¹³⁸.

Um fator a ser considerado no estudo da elasticidade do concreto, é que apesar do agregado e da pasta apresentarem comportamento elástico, o mesmo não acontece com o compósito, conforme apresentado na Figura 2.16. Isto estaria relacionado ao fato de que apresenta microfissuras mesmo antes do carregamento; essas fissuras se localizam principalmente na *zona de transição*.¹³⁹ Trata-se de uma camada com espessura de 1 a 100 microns, localizada entre a pasta de cimento e o agregado com propriedades físicas diferentes da pasta do concreto.¹⁴⁰

¹³⁷ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹³⁸ YANG, Chung-chia; LIN, Yon-Yer; HUANG, Ran; *Elastic modulus of concrete, affected by elastic module of mortar and artificial aggregate*, paper, Journal of Marine Science of Technology. v.4, nº1, pp. 43-48, 1996.

¹³⁹ AGUIAR, M.T.P.; SILVA, A.P.; CORRÊA, E.C.S; CETLIN, P.R.; *Análise da capacidade de deformação do concreto: módulo de Young x módulo de deformação.*, Universidade Federal de Minas Gerais, artigo, p. 3673-3684, 17º Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, Nov. 2006, Foz do Iguaçu.

¹⁴⁰ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.

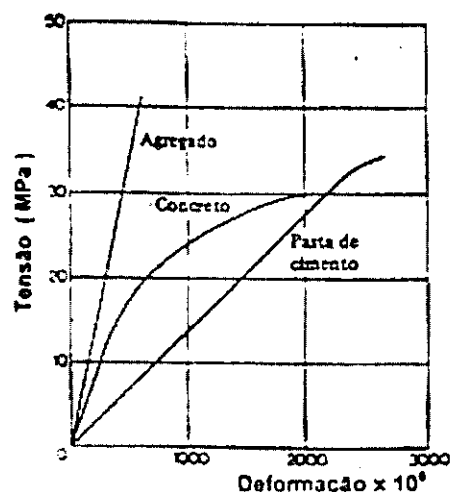


Figura 2.16: Curvas de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto (Fonte: Neville, 1984).

A zona de transição é um fenômeno natural ao redor da partícula do agregado que produz um tipo de segregação desenvolvendo diferentes gradientes de porosidade, tipos de partículas e área de superfície.¹⁴¹ A segregação desenvolvida implica em diferentes tipos de envolvimento da pasta sobre o agregado, apresentando variações na densidade à diferentes distâncias do agregado. O efeito da vibração no concreto faz com que surjam zonas de alta pressão no interior da massa deslocando-se a nata de cimento com elevado teor de água para regiões menos pressionadas, este fenômeno causa, por exemplo, a exsudação da nata. Deslocando-se em todas as direções, ao encontrar um anteparo que pode ser a superfície da fôrma, Efeito Caquot, ou a superfície do agregado graúdo, zona de transição, faz com que haja um aumento da relação a/c. Mehta e Monteiro (1994)¹⁴² explicam que este aumento da relação a/c na zona de transição facilita a dissolução do aluminato de cálcio e do sulfato de cálcio presentes no cimento, ficando a solução saturada de íons cálcio, sulfato, aluminato e hidroxila; em conseqüência, formam-se na zona de transição maiores quantidades de etringita e portlandita, com menores quantidades de silicatos hidratados de cálcio, cadeias C-S-H, que são os compostos mais resistentes do cimento hidratado. Também pela maior

¹⁴¹ HU, Jing; STROEVEN, Piet; Properties of the interfacial transition zone in model concrete.; paper, 2004, University of Technology, Interface Science, vol. 12, pp. 389-397, Kluwer Academic Publishers, Netherlands', 2004.

¹⁴² MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.

relação a/c, maior será a dispersão dos grânulos de cimento, maior distância dos centros de nucleação, origina uma camada mais porosa, com cristais de maior dimensão, com maior afastamento entre si.¹⁴³

Nessa região, o concreto apresenta-se com propriedades diferentes; as microfissuras que evoluem progressivamente nas interfaces fazendo ângulos diferentes com a tensão aplicada, ocorrendo um acréscimo progressivo de tensões e aumentando o valor da deformação. Para esses casos, a deformação cresce mais do que o valor da tensão, desenvolvendo-se, portanto, a curvatura no gráfico tensão “versus” deformação.

A zona de transição é o resultado do *efeito parede*.¹⁴⁴ O agregado é muitas vezes maior do que os grãos de cimento hidratado; essa diferença de tamanho entre os grãos confere ao agregado uma barreira que perturba o fator de empacotamento do cimento. Próximo ao agregado, portanto, ficam predominantemente os grãos de menor tamanho, desenvolvendo uma região com uma porosidade maior do que no restante da matriz.¹⁴⁵ Essa porosidade inicialmente é de 40% em relação à matriz, diminui para 10-20% no primeiro dia; e em concretos com grandes idades, $j \geq 365$, a porosidade tende a igualar-se com a da matriz.¹⁴⁶

No caso de concretos produzidos com uso de aditivos plastificantes o efeito parede é reduzido, mantendo a porosidade praticamente constante na zona de interface.¹⁴⁷ A Figura 2.17 apresenta uma representação esquemática do efeito parede. A posição “A” apresenta uma situação hipotética onde os grãos de cimento maiores ocupam o mesmo espaço do agregado; a situação “B” apresenta a interface real, caracterizada pela presença de segregação com pequenos grãos junto ao agregado e alta porosidade.

Para uma resistência normal do concreto, o agregado deve ser tão forte quanto à matriz e a zona de transição. Entretanto a resistência dessas duas fases é controlada pelo fator a/c e pelo grau de hidratação, que é um parâmetro limitador para a resistência no concreto. O módulo de elasticidade e a energia de fratura, entretanto, é fortemente

¹⁴³ THOMAZ, Ercio; *Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção* / Ercio Thomaz. – São Paulo: Editora Pini, 2001.

¹⁴⁴ SCRIVERNER, Karen L.; CRUMBIE, Alisson K.; LAUGESSEN, Peter; *The interfacial transition zone (ITZ) between cement past and aggregate in concrete*, paper, Interface Science, vol. 12, pp. 411-421, 2004; Kluwer Academic Publishes, Netherlands, 2004.

¹⁴⁵ THOMAZ, Ercio; *Tecnologia, gerenciamento e qualidade na construção* / Ercio Thomaz. – São Paulo: Editora Pini, 2001.

¹⁴⁶ TOMAZ, op. cit.

¹⁴⁷ OLIVIER, Jean-Pierre; *Porous structure of the interfacial transition zone*, cap. 3, pp.16-32, Durability of concrete, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia da Construção, São Paulo, 1998.

influenciado por outros parâmetros, como o volume de agregados ou o teor de cimento.¹⁴⁸



Figura 2.17: Ilustração do “efeito parede” na zona de transição. (Fonte: Scrivener, Crumbie & Laugesen, 2004).

A zona de transição parece afetar mais a resistência à tração do concreto do que a resistência à compressão e, então, para um dado traço de concreto com relação a/c constante, pode-se esperar que a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão aumentam com a redução do tamanho do agregado graúdo.¹⁴⁹ A Figura 2.18 apresenta o processo de fissuração no concreto quando submetido a uma força axial, onde apresenta processo de ruptura como dividido em 4 fases de acordo com o nível de fissuração:

- 1ª fase: até 30% da força de ruptura, desenvolvem-se tensões que provocam ruptura apenas nas zonas de transição;
- 2ª fase: até 50% da tensão última as fissuras da zona de transição envolvem todo o agregado e começam a desenvolver tensões na pasta;
- 3ª fase: até 75% da tensão última as fissuras na pasta começam a surgir;
- 4ª fase: as fissuras na matriz desenvolvem-se tanto que começam a se unir formando uma rede que fissura o bloco até não apresentar mais resistência.

¹⁴⁸ MONTEIRO, P. J. M.; HELENE, P.R.L.; KANG, S.H.; *Designing concrete mixtures for strength, elastic modulus and fracture energy*, Materials and Structures, c. 26, p. 443-452, paper, 1993.

¹⁴⁹ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

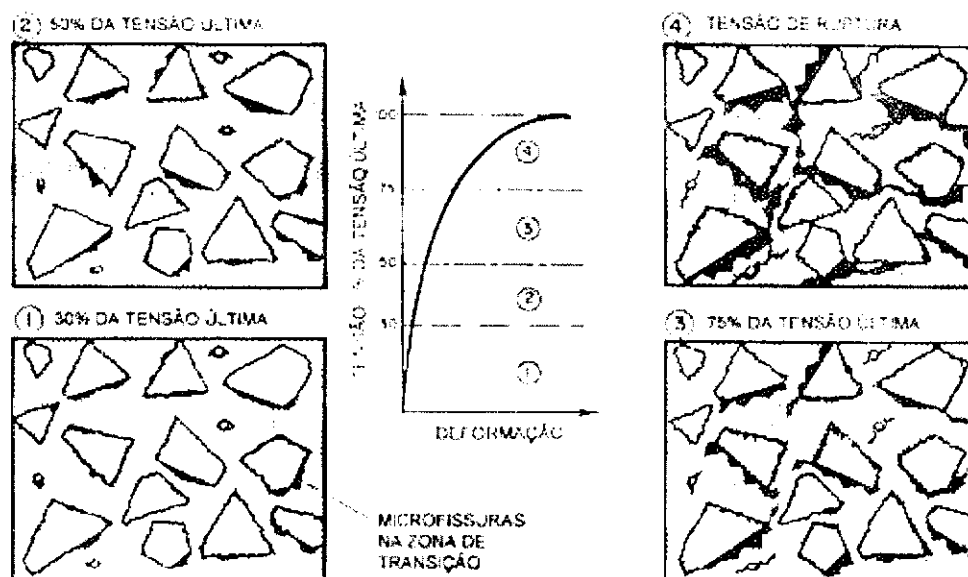


Figura 2.18: Representação esquemática do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial (Metha e Monteiro, 1994).

Durante, e após, a vibração do concreto fresco, água e pequenas bolhas de ar podem acumular-se abaixo do agregado. Essa água poderá desenvolver um processo de hidratação da zona de transição de forma heterogênea dos grãos de cimento¹⁵⁰. Agregados graúdos com menor esfericidade tendem a acumular mais água e bolhas abaixo de si. A ABNT NBR 7211: 1983 limita o valor do índice de forma em 3,0.

Usualmente é relacionada a resistência do concreto com o seu módulo de elasticidade, dado que a praticidade do processo facilita no dimensionamento de estruturas quando não é possível obter o dado por meio experimental¹⁵¹. O CEB/90 (Comité Euro-International du Béton)¹⁵² utiliza a equação 2.5 para corpos-de-prova cilíndricos.

$$E_c = 10.000 \cdot (f_{cm})^{1/3} \quad \text{Equação 2.5}$$

¹⁵⁰ OLIVIER, Jean-Pierre; Porous structure of the interfacial transition zone, cap. 3, pp.16-32, Durability of concrete, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia da Construção, São Paulo, 1998.

¹⁵¹ TOMOSAWA, Fuminori; NOGUSHI, Takafumi, Relationship between compressive strength and modulus of elasticity of high-strength concrete, New RC Project Department of Architecture, Fac. of Engineering, University of Tokyo, article, 1990.

¹⁵² CEB – Comité Européen du Béton – “Evaluation of the Time Dependent Behavior of Concrete”, Lausanne – Switzerland, 1990, Bulletin D’information nº 199, p. 25.

Sendo que:

E_c = módulo de elasticidade tangente do concreto aos 28 dias (MPa);

f_{cm} = resistência média à compressão aos 28 dias (MPa).

O ACI (American Concrete Institute)¹⁵³ recomenda as expressões para 2.6 para concretos normais e 2.7 para concretos com γ diferente de 2.300 kg/m³:

$$E_c = 4,37 \cdot \sqrt{f'_c} \quad \text{Equação 2.6}$$

$$E_c = 43 \cdot \gamma^{1,5} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot 10^{-6} \quad \text{Equação 2.7}$$

Sendo que:

E_c = módulo de elasticidade tangente do concreto aos 28 dias (GPa);

f'_c = resistência à compressão (MPa) aos 28 dias (para corpos-de-prova cilíndricos);

γ = massa específica (kg/m³).

Conforme a ABNT NBR 6118: 2003¹⁵⁴, o valor do módulo de elasticidade tangente na origem, a partir de vários ensaios comparativos realizados, pode ser estimado em função da equação 2.8 para concretos normais na idade de 28 dias. O módulo de elasticidade numa idade $j \geq 7d$ pode ser também avaliado através dessa expressão, substituindo-se f_{ck} por f_{ckj} . Apesar de uma maior resistência à compressão conduzir a um maior módulo de elasticidade, não existe uma proporcionalidade direta¹⁵⁵.

$$E_{ci} = 5.600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 2.8}$$

Sendo que:

E_{ci} e f_{ck} são dados em MPa.

Experimentalmente o módulo de elasticidade é obtido pela aplicação de ciclos de carregamentos e descarregamentos, conforme a ABNT NBR 8522: 2003. A

¹⁵³ ACI 318-R-89- "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary", c. 8, Detroit-USA, Manual of Concrete Practice, 1991, Part 3, p. 318/318R-83.

¹⁵⁴ ABNT NBR 6118: MAR/ 2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, Capítulo 8, pág. 20.

¹⁵⁵ BAMFORTH, Phil; CHISHOLM, D.; GIBBS, J.; HARRISON, T.; Proprieties of concrete for use in Eurocode 2, 53p., Published January 2008, Price Group P, Surey, 2008.

determinação das deformações pode ser feita através de “*strain gauges*” ou do equipamento compressômetro-expansômetro. A Figura 2.19 apresenta um compressômetro-expansômetro do tipo Maruto.

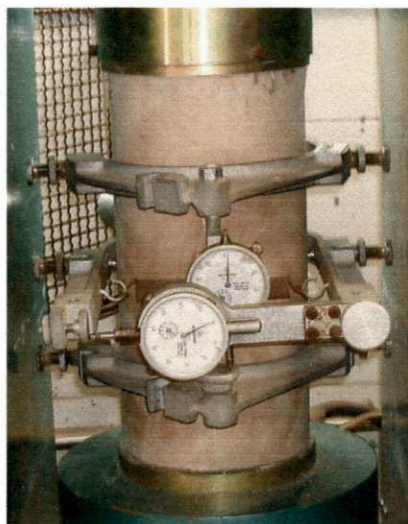


Figura 2.19: Compressômetro-expansômetro medindo deformações do corpo-de-prova de concreto submetido à força axial (Fonte: Laboratório de Estruturas - DEC - UFCG).

2.9.4 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson do concreto é obtido pela razão entre a deformação transversal pela deformação longitudinal, durante a fase elástica de carregamento.

O coeficiente de Poisson varia, em geral, entre 0,11 para os concretos de alta resistência e 0,21 para os concretos de menor resistência, e é significativo o fato de que a relação f_t/f_c varia de forma semelhante e aproximadamente entre os mesmos limites. Existe, portanto, a possibilidade de uma correlação entre a relação das resistências nominais e o coeficiente de Poisson, e existem indicações de que seja o mesmo o mecanismo que produz as fissuras iniciais sob compressão uniaxial e sob tração na flexão. A natureza desse mecanismo ainda não foi bem explicada, mas as fissuras são, provavelmente, devidas a rupturas localizadas da aderência entre a pasta de cimento e o agregado¹⁵⁶.

¹⁵⁶ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.

Não há informações seguras sobre a variação do coeficiente de Poisson com a idade, resistência ou outras propriedades do concreto, mas acredita-se, de um modo geral, que os concretos de resistência elevada tenham um módulo de Poisson menor. Comumente concretos com maior resistência ou maior módulo de elasticidade têm menor coeficiente de Poisson.¹⁵⁷

2.9.5 Ultra-som

O módulo de elasticidade também pode ser obtido por meio de ultra-sonografia na superfície do concreto. O equipamento possui um emissor e um receptor de ondas sonoras de alta frequência, estas se propagam na massa de concreto e, dependendo das características do meio, alteram a velocidade de deslocamento.

O PUNDIT (Portable Ultrasonic Non-Destructive Indicating Tester) é um equipamento vantajoso na análise de estruturas de concreto, pois trata-se de um ensaio não destrutivo; portátil e leve, pode ser deslocado para diferentes partes da estrutura a ser analisada.

Inicialmente foi desenvolvido para determinar a uniformidade no interior de estruturas e a espessura do revestimento, monitorar as mudanças internas da estrutura, detectando defeitos e anisotropia do material.¹⁵⁸

O PUNDIT determina o tempo de propagação da onda sonora dentro da estrutura de concreto. Desta leitura deve ser calculada a velocidade de propagação que é obtida pela equação 2.9.

$$V = \frac{L}{t} \quad \text{Equação 2.9}$$

Sendo que:

V = velocidade de propagação do pulso.

L = distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores;

t = tempo de deslocamento da onda sonora entre os dois transdutores medido pelo equipamento de ultra-sonografia.

¹⁵⁷ SHEHATA, Lidia Domingues, *Deformações Instantâneas do concreto*, cap. 21, p. 650, Concretos: ensino, pesquisa e realizações, /Ed. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2005. 2v.

¹⁵⁸ COSTA, Rodrigo Moyses, *Análise de propriedades mecânicas do concreto deteriorado pela ação de sulfato mediante utilização do UPV*, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, 2004.

O procedimento de determinação do módulo de elasticidade dinâmico por meio de técnicas de ultra-sonografia produz resultados, teoricamente, iguais aos obtidos por meio de ensaios com aplicação de carregamentos em corpos-de-prova.¹⁵⁹ Se o módulo de elasticidade é computado pelo pulso ultra-sônico, a relação geralmente recomendada é a dada pela equação 2.10.

$$E = V^2 \rho \frac{(1 + \mu) \cdot (1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \quad \text{Equação 2.10}$$

Sendo que:

E = módulo de elasticidade dinâmico;

V = velocidade do pulso dinâmico;

ρ = massa e densidade;

μ = coeficiente de Poisson.

A análise do concreto ao longo do período de endurecimento fornece diferentes valores para o módulo de elasticidade. Para a análise nas primeiras idades, se fazem necessárias alterações nas fórmulas empíricas.¹⁶⁰

A norma ASTM C 597-02 (2002)¹⁶¹ afirma que não devem ser utilizados os resultados da ultra-sonografia para se determinar a resistência ou o módulo de elasticidade do concreto; devem servir para analisar outros ensaios. A explicação para essa precaução deve-se ao fato de que inúmeras variáveis podem alterar a velocidade de propagação das ondas no concreto. Além do mais o concreto é um material heterogêneo, podendo suas propriedades também interferir na determinação do pulso ultra-sônico.

A variação do pulso ultra-sônico, quanto à estrutura do concreto, pode ser dividida em fatores externos e internos.¹⁶² A Tabela 2.9 apresenta os fatores influentes. Essa diversidade de variáveis que afetam uma estrutura pode conduzir a valores

¹⁵⁹ HIME, William G., *Analyses for cement and other materials in hardened concrete*, ; chap. 27, pp. 309-319, LAMOND, Joseph F.; PIELERT, James H.; Significance of tests and proprieties of concrete e concrete-making materials; 649p., Copyright, Bridgeport, 2006.

¹⁶⁰ YOO, Jae Kang, RYU, Dong Woo, *A study on the evolution of strength development propriety of concrete at early ages*, Daewoo Institute of Construction Technology, paper. The 3rd ACF International Conference – ACF/ VCA, 2008. South Korea – 2008.

¹⁶¹ ASTM C 597-02; (2002); Standard test method for pulse velocity through concrete.

¹⁶² COSTA, Rodrigo Moyses, *Análise de propriedades mecânicas do concreto deteriorado pela ação de sulfato mediante utilização do UPV*, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, 2004.

semelhantes do módulo de elasticidade de diferentes estruturas, tornando o ensaio impreciso quanto ao valor obtido.

Lorenzi, Tisberek et al. (2007)¹⁶³ afirmam que concretos com mesma resistência podem apresentar velocidades de propagação do pulso diferentes. Em suas análises concluíram que o pulso ultra-sônico apresenta uma maior sensibilidade às condições de cura e ao tipo de agregado do que os resultados obtidos por aplicação de força. Para o caso do ar incorporado, a sua presença afeta os dois métodos experimentais.

Em estudo com diferentes tipos de agregados para concreto de alto desempenho, Zhou, Lyndon e Barr (1994)¹⁶⁴ concluíram que o módulo de elasticidade obtido por ultra-sonografia apresenta-se coerente com os modelos que relacionam o módulo de elasticidade do agregado e do concreto com o teor de argamassa; entretanto, não é possível obter boa previsão do coeficiente de Poisson.

A relação entre o módulo de deformação e a resistência depende também das proporções da mistura, pois o agregado, em geral, tem um módulo de elasticidade maior do que a pasta, e da idade do concreto; em idades maiores o módulo aumenta mais rapidamente do que a resistência. Em concretos de resistência elevada tanto a parte ascendente do gráfico quanto a parte descendente são mais inclinadas; isso é explicado pela deformação relativamente menor, na ruptura, desses concretos.¹⁶⁵

¹⁶³ LORENZI, Alexandre; TISBIEREK, Francisco Teston; SILVA, Luiz Carlos P. da S.; *Ultrasonic pulse velocity analysis in concrete specimens*; Universidade Federal do Rio Grande do Sul, artigo, 13p. IV Conferência Panamericana de END, Buenos Aires – outubro 2007, Buenos Aires, 2007.

¹⁶⁴ ZHOU, F.P.; LYNDON, F.D.; BARR, B.I.G.; *Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete*, University of Wales College of Cardiff, paper, 1995, Cement and Concrete Research, vol. 25, Nº 1, pp. 177-186, Elsevier Science Ltd., Copyright, USA, 1995.

¹⁶⁵ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

Tabela 2.9: Fatores influentes na determinação do pulso ultra-sônico no concreto.

Fatores internos	Fatores externos
– <i>Natureza do agregado graúdo;</i>	– Umidade superficial da estrutura;
– <i>Natureza do agregado miúdo;</i>	– Vibração do meio;
– <i>Relação a/c;</i>	– Idade dos corpos-de-prova testados;
– <i>Tipo de cimento;</i>	– Meio a que a estrutura está exposta;
– <i>Aditivos;</i>	– Largura da peça a ser ensaiada;
– <i>Relação a/c;</i>	– Modo de colocação dos transdutores na superfície;
– <i>Densidade do material;</i>	– Condições da superfície ensaiada.
– <i>Propriedades elásticas;</i>	
– <i>Presença de armaduras;</i>	
– <i>Presença de vazios internos.</i>	

Fonte: Costa (2004).

2.10 Dosagem

Uma prática comum dos construtores, em geral, é a adoção de traços de concreto “consagrados” para a produção de concretos em suas obras. Este procedimento não desenvolve a possibilidade de obtenção de maiores resistências mecânicas com os agregados e aglomerantes disponíveis. Além disso, o custo de execução torna-se maior.

Para que o concreto obtenha boas características estruturais faz-se necessário mais do que apenas aglomerantes ou agregados de boa qualidade; é importante, também, que haja uma proporção entre os componentes de tal forma que minimize o índice de vazios.

Desde os primeiros usos observou-se que não se poderia adotar um proporcionamento qualquer dos materiais, e que era necessário obter um conjunto compacto e sólido. Até o início do século XIX pouco se sabia acerca das qualidades a serem exigidas dos materiais constituintes dos concretos e argamassas. Esta postura foi alterada a partir da descoberta do cimento Portland e sua fabricação em escala comercial¹⁶⁶ e com a inserção de aditivos.¹⁶⁷

¹⁶⁶ HELENE, Paulo; TERZIAN, Paulo. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. Ed. PINI; São Paulo – SP, 1994.

¹⁶⁷ JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, *Resistência Mecânica do Concreto*, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, v. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.

Para que se faça a correta adição dos componentes do concreto faz-se necessário um estudo de dosagem. A dosagem é uma seleção e mistura dos componentes do concreto, tendo como finalidade a obtenção de propriedades previamente estabelecidas. A resistência do concreto torna-se, então, um fator dependente da relação a/c , da proporção de materiais secos e do consumo de cimento por metro cúbico.

O diagrama de dosagem vem, então, como uma alternativa prática que relaciona as propriedades do concreto fresco com o concreto endurecido e com o consumo de cimento. O diagrama de dosagem segue, portanto, as leis de comportamento do concreto:

- a. **Lei de Abrams** – “Dentro do campo dos concretos plásticos, a resistência aos esforços mecânicos, bem como as demais propriedades do concreto endurecido variam na relação inversa da relação a/c .” Ou seja, correlaciona a resistência à compressão dos concretos com a relação água /cimento.
- b. **Lei de Lyse** – “Dentro de certos limites é possível considerar a massa de água por unidade de concreto como a principal determinante da consistência do concreto fresco, qualquer que seja a proporção dos demais materiais da mistura. Essa verdade se verifica sempre que sejam mantidos materiais de mesma natureza, com grãos de mesma forma, textura e dimensão característica”. Ou seja, correlaciona a relação água/cimento com a relação agregado/cimento(m). Representa a quantidade de água por metro cúbico a uma dada consistência para os mesmos materiais.
- c. **Lei de Molinari** - “O consumo de cimento por metro cúbico de concreto varia na relação inversa com a relação agregado-cimento (m)”. Correlaciona o consumo de cimento com a relação agregado/cimento.

O diagrama de dosagem é um procedimento gráfico prático e rápido de se conhecer de forma direta as propriedades do concreto a se produzir sem a necessidade de cálculos. Também é possível estimar alguns resultados apenas por extrapolação de pontos. A Figura 2.20 apresenta o esquema de um diagrama de dosagem.

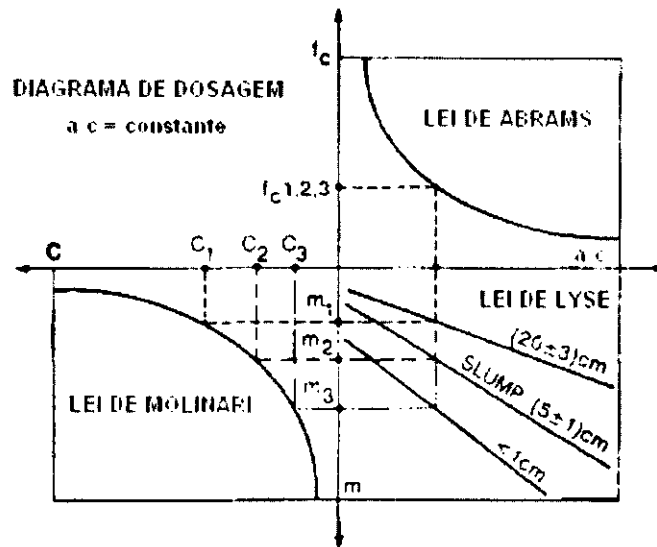


Figura 2.20: Esquema de um diagrama de dosagem. A resistência à compressão é critério de projeto. (Fonte: adaptado de Monteiro, Helene e Kang, 1993).

Como a resistência do concreto completamente adensado, com uma dada relação água/cimento, é independente da granulometria do agregado, a granulometria é importante até o ponto em que influencia a trabalhabilidade. Como, no entanto, a obtenção da resistência corresponde a uma determinada relação água/cimento exige adensamento completo o que só pode ser conseguido com uma mistura suficientemente trabalhável, é necessário que se prepare uma mistura que possa ser adensada com uma quantidade de energia razoável. Admite-se que a resistência será tanto maior quanto maior a quantidade de partículas sólidas que podem ser aglomeradas num dado volume.¹⁶⁸

A mistura de diferentes granulometrias de agregados graúdos permite diminuir o custo do concreto final. Para isso utiliza-se do método da ABNT NBR 7810/ 1983: Agregado em estado seco – Determinação da massa unitária.¹⁶⁹ O processo descrito pode desenvolver a diminuição da segregação.¹⁷⁰

A obtenção da máxima compactidade depende também da forma dos agregados. Quando produzidos em britadores de mandíbulas, os grãos apresentam-se com

168 NEVILLE, Adam Matthew, Propriedades do concreto; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

169 HELENE, Paulo; TERZIAN, Paulo. Manual de Dosagem e Controle do Concreto. Ed. PINI; São Paulo – SP, 1994.

170 TUTIKIAN, Bernardo Fonseca, MOLIN, Denise Carpena Daí, Concreto auto-adensável, São Paulo: Pini, 2008.

características mais lamelares, e produzem concretos com menores resistências à compressão simples, menor trabalhabilidade e maior consumo de argamassa.^{171, 172, 173}

A dosagem, portanto, é o método de obtenção de um traço ideal para se trabalhar em determinada obra com os materiais disponíveis. Trata-se de um procedimento empírico no qual desenvolve o melhor traço de concreto no qual atenderá às especificações de projeto.

2.11 Concreto laterítico

A produção do concreto com uso de concreção laterítica como agregado graúdo não é um estudo atual.¹⁷⁴ Entretanto, como se tratam de concreções, e não rochas, não há uma uniformidade nas propriedades, e, logicamente, dos concretos produzidos; provavelmente, por isso o desinteresse em adotá-la como agregado para concreto.

Apesar de apresentar uso satisfatório, deve-se tomar cuidado ao utilizá-la como agregado em concretos de alta resistência, pois a laterita pode variar consideravelmente as propriedades de resistência, durabilidade e absorção. Aconselha-se ainda que devam ser efetuados testes antes do seu uso¹⁷⁵.

Há também que levar em conta que o procedimento de produção do concreto com material alternativo pode apresentar variações na metodologia. No caso das concreções lateríticas a não correção do fator a/c fará com que a água utilizada para a mistura seja absorvida pelas concreções influenciando a resistência do concreto.¹⁷⁶ Para o mesmo estudo, Chagas Filho (2005) observou que a resistência do concreto laterítico é reduzida quando o tempo entre a retirada do corpo-de-prova da imersão e o rompimento for

171 ARNT, Josué A., SOUZA, Joelcio de, BIACHINNI, Maurício, *Influência do índice de forma do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto*, Artigo, 49º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Setembro, 2007.

172 *Materiais Pétreos*, Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, Grupo de Engenharia de Transportes, sem data.

173 BESSA, Iury S.; BRANCO, Verônica, T. F. C.; SOARES, Jorge Barbosa, *Caracterização de agregados convencionais e alternativos utilizando técnicas de processamento digital de imagens*, Universidade Federal do Ceará, Artigo, sem data.

174 *As laterites do ultramar portugueses*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa; Laboratório de Ensaios de Materiais de Mecânica dos Solos, Lourenço Marques; e o Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda. 156p., Composto e impresso por Ramos, Afonso & Moita LDA. Lisboa, 1959.

175 BROWN, C. B., *Airfield construction on overseas soils*, Paper nº6258, Symposium on airfield construction on overseas soils, Institute of Civil Engineering, Vol.8, p. 104, Nov. 1957.

176 CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

inferior a 24 horas, pois o concreto não apresentava-se suficientemente seco para o ensaio.

Deve-se deixar bem claro que, embora as diversas propriedades dos agregados possam ser estudadas independentemente, é difícil definir como bom um agregado, a menos que se possa dizer que com ele se obtém um concreto bom em determinadas condições. Se por um lado, partindo de agregados com propriedades satisfatórias sempre se obtém bons concretos a recíproca não é, necessariamente verdadeira, e esta é a razão pela qual o desempenho no concreto é que deve ser usado como critério.¹⁷⁷

2.11.1 Propriedades das concreções usadas no concreto laterítico

A relação do agregado com a resistência do concreto está intimamente ligada, uma vez que corresponde de 60 a 80% do volume do concreto¹⁷⁸. Por trás de critérios adicionais relacionados comumente à absorção de água, massa específica ou valores de abrasão Los Angeles está um importante princípio dado pela Ciência dos Materiais que é a relação inversamente proporcional existente entre a porosidade e a resistência mecânica de um material. Essa relação é válida para vários materiais, inclusive o concreto e cerâmicas¹⁷⁹. No caso das lateritas, tem-se porosidade elevada quando comparada aos agregados convencionais, o que pode desenvolver uma menor resistência do concreto produzido.

Graft-Johnson et al. (1972) apud Gidigas, (1976)¹⁸⁰ afirma que a massa específica e a absorção são as propriedades mais influentes na resistência das lateritas. Em seus estudos, observou que a absorção é inversamente proporcional à massa específica. Já a massa específica é diretamente proporcional ao ensaio de abrasão Los Angeles e à resistência ao impacto.

¹⁷⁷ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

¹⁷⁸ ANDOLFATO, Rodrigo Piernas, *Controle tecnológico básico do concreto*, Universidade Paulista Julio Mesquita Filho, Apostila, 29p., Ilha Solteira, 2002.

¹⁷⁹ MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo J. Melaragno. *Concreto: estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo: Pini, 1994.

¹⁸⁰ GIDIGASU, M.D., *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles*, Elsevier scientific publishing company, Amsterdam, 1976.

Bahtia and Hammond (1970)¹⁸¹ em análise do efeito do pH sobre o agregado laterítico observaram que, concreções que passaram 16 horas em uma solução alcalina apresentaram maiores resistências ao impacto.

Chagas Filho (2005)¹⁸² apresenta a Tabela 2.10 comparando as propriedades físicas de concreções lateríticas obtidas em diversas jazidas do Brasil e da Nigéria. Observa-se na Tabela o alto valor da absorção entre todos os agregados lateríticos quando comparada à brita de rocha granítica com valores de absorção de 0,37%. Esta característica desenvolve alterações no fator a/c do concreto, e deve ser levado em consideração durante o estudo da dosagem. A Tabela 2.11 apresenta algumas propriedades físicas e mecânicas da brita de rocha granítica.

Acredita-se que óxido de ferro presente na laterita tem importante papel no desenvolvimento concrecionário e, conseqüentemente, das suas propriedades físico-mecânicas.

Quanto maior for o enriquecimento de óxido de ferro, maior será a sua cimentação e, portanto, massa específica, densidade e durabilidade. Ao contrário da brita convencional, o principal fator responsável pela consolidação do fortalecimento das lateritas é a desidratação de sesquióxidos hidratados para a superfície do solo. Esse processo resulta na formação de hematita, e seu máximo desenvolvimento resulta em concreções ricas que podem ser relacionadas com máxima dureza e força^{183, 184}.

A presença de concreções lateríticas no concreto pode desencadear problemas de corrosão nas armaduras. No caso de concreções ferruginosas a presença da goetita (óxido de ferro hidratado) pode originar compostos expansivos e solúveis que se oxidam. Isso acarreta em vazios no concreto que contribuem para o aumento da permeabilidade e redução da proteção física do cobrimento¹⁸⁵.

¹⁸¹ BHATIA, H.S.; HAMMOND, A.A., *Durability and strength characteristics of lateritic aggregates of Ghana*. Build. Road Res. Inst. Kumasi, Ghana, Proj. Rep., SM 9: 15 pp. 1970.

¹⁸² CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;

¹⁸³ ACKROYD, L. W., *Formation and properties of concretionary and non-concretionary soils of Western Nigeria*, Proceeding of 4th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cape Town, 1,46-52, 1976.

¹⁸⁴ AKPOKODJE, E. G.; HUDEC, P.P., *The influence of petrology and fabric on the engineering properties of concretionary laterite gravel aggregates*, Quarterly Journal of Engineering Geology, The Geological Society, Paper, nº27, pp. 39-50, 1994.

¹⁸⁵ FERRARI, Maurem Nabaes, *Corrosão de armaduras devido à ação de íons cloreto no concreto*, Universidade Federal de Santa Maria, Trabalho de Conclusão de Curso, 78 p., Santa Maria, 2008.

Tabela 2.10: Propriedades das concreções lateríticas do Brasil e da Nigéria.

PARÂMETROS	SP - PB	MO - PA	SL - MA	SP - PB	NIGÉRIA		CA - PI	CA - PI
Massa específica real (g/cm ³)	3,14	2,59	2,82	2,67	2,79	2,62	3,04	3,10
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,48	1,98	-	1,45	-	-	2,67	2,65
Massa unitária (g/cm ³)	1,43	1,37	-	-	-	-	1,53	1,55
Índice de forma	0,85	0,86	-	-	-	-	0,99	0,98
Coefficiente de vazios (%)	26,6	30,80	-	42,0	-	-	42,70	-
Absorção após 6 horas (%)	9,50	9,60	4,50	3 – 7	7,2	9,2	4,50	5,20
Resistência ao desgaste (%)	42,3	64,8	41,20	44,50	33,2	34,1	35,0	38,0
Resistência ao esmagamento (%)	54,5	40,7	-	12,60	-	-	30,10	32,30
SiO ₂	24,0	40,6	-	22,98	-	-	25,53	-
Al ₂ O ₃	23,1	13,0	-	22,98	-	-	25,53	-
Fe ₂ O ₃	40,7	37,8	-	24,26	22,4	25,4	46,14	-

Fonte: Chagas Filho, 2005.

Tabela 2.11: Propriedades do agregado de brita de rocha granítica

Pesquisas	Massa específica		Peso unitário (g/cm ³)	Absorção após 6 horas (%)	Coeficiente de vazios (%)	Resistência	
	Real (g/cm ³)	Aparente (g/cm ³)				Desgaste (%)	Esmagamento (%)
<i>Chagas Filho (2005)</i>	2,79	2,69	1,40	-	3,7	12,50	75,4
<i>Cardoso Costa (1996)</i>	2,74	2,71	1,42	0,37	-	-	81,4

Fonte: Chagas Filho, 2005.

2.11.2 Aderência à barras de aço

A condição básica para existência do concreto armado é a aderência entre o concreto e as armaduras. É condição “sine qua non” para o mecanismo de transferência de tensões entre os dois materiais.

O mecanismo de aderência há décadas é bem estudado no concreto convencional, por inúmeros pesquisadores. Para o concreto laterítico o assunto limita-se aos resultados obtidos por Chagas Filho (1992)¹⁸⁶. Neste pioneiro estudo, foram feitas análises comparativas com barras lisas e rugosas e com concreto laterítico e o convencional com uso de brita granítica. Para o estudo, foi desenvolvido um equipamento chamado aderenciômetro.

Os resultados mostraram que para o concreto laterítico, a resistência de aderência de barras lisas foi 53% da resistência obtida para as barras rugosas. Para o concreto convencional, esta relação foi aproximadamente de 42%.

Observou o autor que as curvas força “versus” deslocamento mostraram tendência a comportamento linear ou bilinear até 90% da força aplicada nos corpos-de-prova ensaiados. Após este valor ser atingido, as barras sofriam intensos deslocamentos dentro da massa do concreto, pois não havia mais resistência.

2.11.3 Vigas de pequeno porte

Também foram desenvolvidos estudos¹⁸⁷ com vários esquemas de carregamentos com vigas armadas representando modelos estruturais de pequeno porte. As vigas apresentavam seções de 10,0cm x 25,0cm e 10,0cm x 30,0cm e com armaduras simples ou dupla. Vãos de 2,0m com uma força concentrada no meio do vão, ou de 3,0m de comprimento com duas forças concentradas a 0,75m das extremidades.

Em outro estudo a respeito do comportamento de vigas com agregado granítico com agregado laterítico, Cardoso Costa (1996)¹⁸⁸ apud Chagas Filho (2005) afirma que as flechas obtidas ao longo do vão foram inteiramente semelhantes. No mesmo trabalho, lajes pré-moldadas e vigas, de concretos executados com agregados graúdos de rochas

¹⁸⁶ CHAGAS FILHO, M. B.; Barbosa, N. *The First International Conference on Reinforced Concrete Materials in Hot Climates*. United Arab Emirates University. Al-ain- United Arab Emirates. v.2, 24-27 april.1994.

¹⁸⁷ CHAGAS FILHO, M. B. *Estudo de deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto armado laterítico*, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande. 1992. 96p.

¹⁸⁸ CARDOSO COSTA, C. M., *Estudo das deformações instantâneas e ao longo do tempo em vigas e lajes pré-moldadas de concreto armado convencional e alternativo*, 1996. 164f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotecnia) Universidade Federal da Paraíba, UFPB, Campina Grande, PB, 1996.

ígneas e concretos com concreções lateríticas, mostraram que as vigas e lajes de concreto laterítico apresentaram-se mais deformáveis do que aquelas com agregado convencional. Entretanto, não foram ultrapassados os limites de utilização estabelecidos pela ABNT NBR 6118: 2003 para o estado de deformação ou fissuração de serviço. Para as deformações, os valores foram 2,5 vezes menores que os admissíveis.

2.11.4 Dopagem de agregados

A técnica de dopagem através de tratamento superficial do agregado consiste na sua lavagem, após pré-secagem, com uma solução fluida que proporciona uma melhor aderência e desenvolve uma “armadura” aumentando sua resistência.¹⁸⁹

Em estudo com lateritas oriundas de Jacumã – PB foi efetuada a dopagem de concreções lateríticas com calda fluida contendo sílica ativa.¹⁹⁰ Os resultados mostraram que houve um incremento de resistência das concreções, e foram obtidos concretos de alto desempenho com excelentes resultados.

¹⁸⁹ CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005.

¹⁹⁰ LIBORIO, Jefferson Benedictus L., TRIGO, Ana Paula Moreno, *Estudo da técnica de dopagem em concretos de alto desempenho*. Caderno de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, nº53, p.111-115.

2.12 Resumo do capítulo

a) *Solos lateríticos*

Presentes em todo o mundo nas regiões compreendidas entre os trópicos de Câncer e Capricórnio, são o resultado de grande processo de intemperismo físico-químico que, neste caso, desenvolve a lixiviação das partículas mais finas para as partes mais inferiores do solo.

b) *Concreções lateríticas*

Como resultado do processo de intemperismo, tem-se a formação das concreções lateríticas pelo encouraçamento dos géis que formam a hematita quando entram em processo de desidratação. As concreções lateríticas apresentam alta porosidade e estabilidade; a resistência varia de acordo com a jazida. Apresentam em sua composição argilominerais, especialmente a caolinita.

c) *Jazida Mari – PB*

A jazida Mari – PB localiza-se na conformação Barreiras do mapa geológico brasileiro. É classificada como um latossolo. A fração mais grossa de sua composição é pobre em elementos da família dos alcalinos e alcalinos terrosos da Tabela periódica, sendo depositados na fração mais fina do solo. Apresentam em sua composição principalmente os minerais caulinita, quartzo, hematita e goetita.

d) *Concreto*

O concreto é o resultado da mistura de cimento Portland, agregados graúdos e miúdos, água e, em alguns casos, aditivos. O cimento Portland é um aglomerante hidráulico cujo endurecimento é dividido de acordo com as fases de hidratação dos seus principais componentes: hidratação dos silicatos cálcicos e dos aluminatos e ferroaluminatos cálcicos.

Os agregados exercem grande influência nas propriedades do concreto, uma vez que representam de 60 a 70% da sua composição. Assim, suas propriedades e proporções afetam diretamente o concreto.

e) Aditivos plastificantes

A trabalhabilidade é um fator primordial na composição do concreto, uma vez que a adição de água não deve ser o fator principal na sua reologia. Neste caso, são adicionados aditivos plastificantes que envolvem as partículas de cimento deixando o concreto mais fluido. Entre os plastificantes mais comuns, têm-se os base lignosulfonatos, cuja origem é o rejeito da produção de fábricas de papel. Os lignosulfonatos são tensoativos que desenvolvem a desfloculação dos grãos de cimento e diminuem a tensão superficial da água. Para que haja uma correta utilização do plastificante, se faz necessário verificar a compatibilidade cimento-aditivo, e o estudo de dosagem no concreto. Em grandes proporções podem desenvolver a inserção de bolhas de ar que prejudicam a resistência do concreto.

f) Propriedades do concreto

A principal propriedade buscada no concreto é a resistência à compressão. Entretanto, a resistência à tração é também estudada porque fornece parâmetros importantes no cálculo do processo de fissuração do concreto. A resistência à tração é obtida indiretamente por ensaios de compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos e por ensaios de tração na flexão de corpos-de-prova prismáticos. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são grandezas mecânicas importante no estudo da deformação do concreto. A Norma Brasileira ABNT NBR 8522: 2003 estabelece os procedimentos para determinação do módulo de deformação do concreto, através dos ciclos de carregamento. Pode ser estimado, também, por meio de ensaio de ultra-sonografia, entretanto pesquisadores questionam sua precisão; servindo apenas como parâmetro comparativo.

g) Dosagem

A dosagem do concreto é um procedimento empírico no qual são determinadas as proporções de materiais secos, de consumo de cimento e um dado fator a/c com o objetivo de se obter uma resistência específica. Uma importante ferramenta no estudo da dosagem do concreto é o diagrama de dosagem que permite a aplicação das leis de Abrams, Lyse e Molinari num mesmo plano cartesiano, tornando o procedimento de dosagem rápido e prático.

h) Concreto laterítico

Concreto laterítico aqui se denomina, o concreto em que se utilizam concreções lateríticas como agregado graúdo na sua fabricação. Ainda são poucas as pesquisas no meio acadêmico sobre concreto laterítico. Estas, no entanto, comprovam sua viabilidade técnica e econômica obtendo-se resistências à compressão aos 28 dias de idade da ordem de 40MPA.

CAPÍTULO III

3 Materiais e métodos

Neste capítulo serão descritos os materiais e métodos utilizados na pesquisa. A resistência característica do concreto à compressão foi escolhida de 25,0 MPa, pois é a menor resistência que pode ser considerada em projetos de estruturas de concreto armado para ambiente urbano, agressividade moderada de acordo com a ABNT NBR6118:2003.

3.1 Materiais

Os materiais usados na pesquisa foram:

- **Cimento:** CP II F 32 – Cimento Portland composto com adição de filler. Sua adoção foi feita pela facilidade de oferta e estoque no mercado da construção civil local;
- **Agregado miúdos:** areia quartzosa retirada do leito do Rio Paraíba, comumente utilizada na região de Campina Grande – PB;
- **Agregado graúdo:** concreções lateríticas obtidas em uma jazida localizada a 6,0 km da cidade de Mari- PB;
- **Água potável:** destinada ao consumo humano fornecida pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA);
- **Aditivo plastificante:** HAGENPLAST 40 M – Aditivo líquido plastificante e redutor de água para concreto e argamassa. Este aditivo foi usado em função de doação feita, pelo 3º BEC- Batalhão de Engenharia de Construção do Exército Brasileiro, sediado em João Pessoa que está usando este aditivo no concreto da obra de pavimento rígido da Rodovia BR 101- Trecho de Alhandra - Recife.

3.2 Métodos

O estudo experimental foi realizado conforme ilustra no fluxograma da Figura 3.1. Está dividido em seis etapas:

- **1ª Etapa:** Inicialmente foi definida a jazida de onde seriam retiradas as concreções lateríticas. A amostra foi transportada para o Campus I da Universidade Federal de Campina Grande onde foi beneficiada através de britamento e separação de suas frações por peneiramento;
- **2ª Etapa:** Caracterização de suas propriedades físicas e químicas. Estes parâmetros servirão para os cálculos de determinação do traço definitivo;
- **3ª Etapa:** Produção dos diagramas de dosagem a partir de três traços pilotos experimentais: 1:3,5; 1:5,0 e 1:6,5. Dos dados obtidos foi definido o traço definitivo da pesquisa;
- **4ª Etapa:** Foi feita a concretagem com um concreto de referência, e outras três com teores 0,4%; 0,6% e 0,8% de aditivo redutor à base de lignossulfonato;
- **5ª Etapa:** Ensaio no concreto fresco. Após isso, foram moldados corpos-de-prova prismáticos e cilíndricos que foram rompidos a 3, 7 e 28 dias da data de moldagem para cada um dos ensaios.
- **6ª Etapa:** Análise e conclusão da pesquisa.

3.2.1 Planejamento da pesquisa

Esta pesquisa tem por objetivo o estudo das concreções lateríticas como agregado graúdo na produção de concreto com o uso de aditivo plastificante a base de lignossulfonato. Para tanto, foram feitas análises no concreto no estado fresco e endurecido. O estudo feito é baseado em ensaios adotando procedimentos normalizados.

3.2.1.1 Variáveis de estudo

Na metodologia utilizada na pesquisa consideraram-se parâmetros fixados, variáveis independentes e variáveis dependentes.

a. Parâmetros fixados

- Cimento;
- Agregado miúdo;
- Agregado graúdo;
- Água potável;
- Aditivo plastificante.

1ª Etapa
(90 dias)

2ª Etapa
(120 dias)

3ª Etapa
(120 dias)

4ª Etapa
(30 dias)

5ª Etapa
(50 dias)

6ª Etapa
(90 dias)

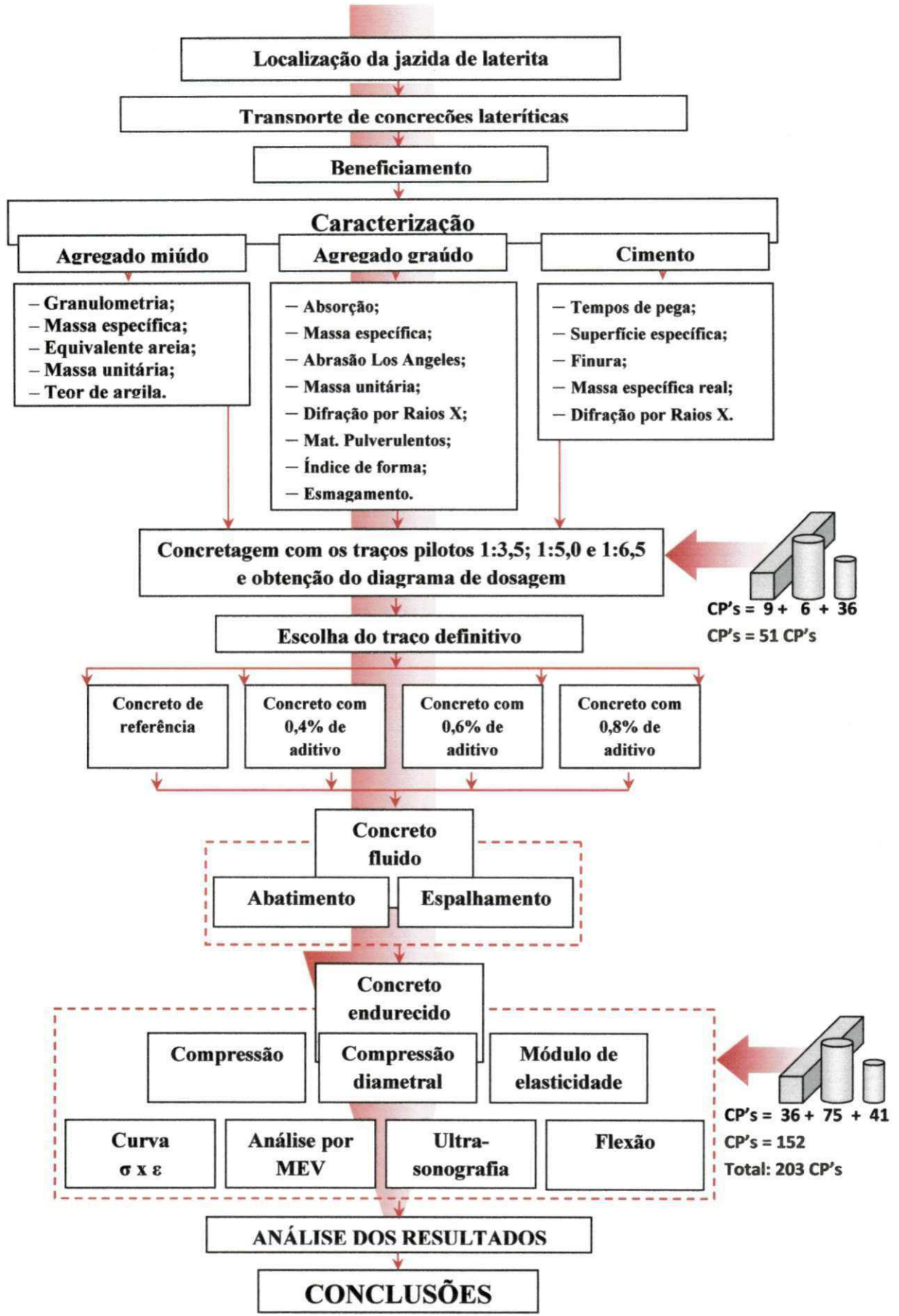


Figura 3.1: Fluxograma de atividades da pesquisa.

b. Variáveis independentes

São as variáveis fixadas pelo pesquisador com a finalidade de observar o reflexo de suas variações sobre as variáveis dependentes.

– **Traço do concreto:** o método adotado de dosagem foi o proposto pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT-SP. São adotados inicialmente três traços auxiliares 1:3,5 ; 1:5,0 e 1:6,5 e através do Diagrama de Dosagem obtém-se o traço definitivo a ser usado na pesquisa.

– **Consistência do concreto fresco:** foi adotada para o concreto fresco sem aditivo a consistência de 80 ± 20 mm medida pelo ensaio abatimento do tronco de cone. Para os concretos com presença de aditivo plastificante, serão observados os comportamentos quanto ao ensaio;

– **Teor de aditivo:** inicialmente foram moldados concretos sem a presença de aditivos, denominado *concreto de referência*. Em seguida foram produzidos concretos com aditivos nas concentrações de 0,40%, 0,60% e 0,80% em relação à da massa de cimento.

c. Variáveis dependentes

Caracterizam-se dependentes as variáveis cujas propriedades variam em função das alterações impostas nas variáveis independentes. A escolha das variáveis dependentes é feita em função de quais propriedades do material que se deseja estudar. As variáveis dependentes para o concreto determinadas em laboratório, através de ensaios normalizados foram:

- Tempos de pega da pasta de cimento Portland;
- Resistência à compressão;
- Resistência à tração indireta por compressão diametral;
- Resistência à tração na flexão;
- Módulo de elasticidade por ciclos de carregamento;
- Módulo de elasticidade por ultra-sonografia;
- Coeficiente de Poisson;
- Microestrutura do concreto.

3.2.2 Parâmetros de dosagem

O processo de dosagem adotado por essa pesquisa é o proposto por Helene e Terzian (IPT), apresentado no livro “Manual de dosagem e controle de concreto”. O mesmo baseia-se na obtenção de um Diagrama de Dosagem que relaciona as propriedades estudadas no concreto endurecido com suas relações de consumo de cimento, materiais secos e fator água-cimento; ou seja, em relação às Leis de Molinari, Lyse e Abrams. A Figura 3.2 apresenta a disposição de materiais secos por traço.



Figura 3.2: Materiais secos para os traços 1:3,5; 1:5,0 e 1:6,5 para a concretagem que produzirá o diagrama de dosagem.

Serão produzidos dois diagramas de dosagem para estudar o comportamento mecânico dos concretos à compressão nas idades de 3, 7, 21 e 28 dias; à tração indireta na flexão e por compressão diametral na idade de 28 dias.

3.2.2.1 Mistura, moldagem, armazenamento e cura

O concreto foi produzido no Laboratório de Estruturas da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, da Universidade Federal de Campina Grande. O trabalho de mistura foi realizado em uma betoneira de 400 litros. Cada betonada correspondia um dos teores nas concentrações de aditivo plastificante já mencionados destinados à produção de corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos.

Os tempos no procedimento de produção do concreto basearam-se no proposto por Helene e Terzian (1993), apresentado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Tempos no procedimento de fabricação do concreto estudado na pesquisa.

Procedimento	Tempo gasto
Lavagem da betoneira com água	-
Lavagem dos agregados com água corrente	30 s
Imprimação da betoneira com traço 1:2:3 e fator a/c= 0,65	6 min
Colocação do agregado graúdo e 40% da água de amassamento	2 min
Colocação do agregado miúdo e 20% da água de amassamento	2 min
Colocação do cimento e o restante da água	8 min
Colocação do aditivo	2 min
<i>Tempo total</i>	<i>21,5 minutos</i>

3.2.2.2 Consistência do concreto

A consistência do concreto foi medida através do abatimento do tronco-de-cone segundo o método da ABNT NBR 7223: 1998. Foi adotado para o concreto de referência o valor do abatimento de $80,0 \pm 20,0$ mm. Para o concreto com aditivo plastificante não foi estabelecido um valor padrão. Foram adicionadas as proporções de aditivo de 0,4%, 0,6% e 0,8% em relação à massa de cimento e verificado o “slump” obtido.

Obtido o abatimento desejado, o concreto foi submetido ao ensaio de espalhamento, onde era verificada a presença de segregação e verificada a consistência utilizando a mesa de Graff e seguindo as orientações da ABNT NBR 9606: 1998.

3.2.2.3 Adensamento e moldagem dos corpos-de-prova

Para o adensamento do concreto nas formas, foi utilizado o procedimento proposto pela ABNT NBR 5738: 1994, adotando vibrador de imersão, com agulha de 25,0cm de comprimento e 2,5cm de diâmetro. Na Tabela 3.2 são apresentados os ensaios realizados, datas de ruptura para a dosagem experimental e da dosagem

escolhida para a resistência característica à compressão do concreto laterítico de 25,0 MPa, e número de corpos-de-prova ensaiados em cada ensaio.

Após a moldagem, os corpos-de-prova foram cobertos com papel-filme e mantidos em repouso dentro do laboratório, protegidos do vento e iluminação direta, por um período de 24 horas. Passado esse período, foram desmoldados e imersos em tanques com água e cal até 24 horas antes da data de moldagem, quando foram postos para secar ao ar livre.

Tabela 3.2: Procedimento experimental de produção dos corpos-de-prova.

Ensaio	Dosagem				Estudo principal			Total
	3 dias	7 dias	21 dias	28 dias	3 dias	7 dias	28 dias	
Resistência à compressão	9	9	9	9	12	12	17	77
Resistência à tração indireta por compressão diametral	-	-	-	6	12	12	15	45
Resistência à tração indireta por flexão	-	-	-	9	12	12	12	45
Módulo de elasticidade e Coeficiente de Poisson	-	-	-	-	12	12	12	36
Total de CP's	51 CP's				152 CP's			203 CP's

3.3 Ensaio

3.3.1 Ensaio de pastas

Os ensaios de pastas visam observar o comportamento da pasta de cimento isoladamente. Foram feitos com o intuito de verificar a água da pasta de consistência normal, a determinação do tempo de início e fim pega e a compatibilidade cimento-aditivo. Os ensaios desenvolvidos nas pastas de cimento foram:

– **Determinação da água da pasta de consistência normal (ABNT NBR MB 3433:1991):** visa obter o teor de água necessário para a execução dos demais ensaios com pasta na consistência normal;

– **Determinação dos tempos de pega (ABNT NBR MB 3434:1991):** verificar o tempo de início e fim de pega do cimento e verificar as alterações quando em contato com o plastificante;

3.3.2 Ensaio no concreto fresco

A principal característica do concreto estudado no estado fresco é a sua consistência e reatividade, pois interferem diretamente na execução de peças e preenchimento de fôrmas; quanto mais moldável, mais economia com reparos em ninhos de concretagem.

Para a avaliação do concreto no seu estado fresco serão executados os seguintes procedimentos:

- Ensaio de abatimento do tronco de cone (ABNT NBR 7223 NM 67:1998);
- Ensaio de espalhamento (ABNT NBR 7223 NM 68:1998).

Os ensaios descritos não tiveram a função de estudar as propriedades do concreto no seu estado fresco, mas apenas de verificar a uniformidade da produção do concreto para diferentes betonadas.

3.3.3 Ensaio no concreto endurecido

A resistência à compressão é a propriedade mais importante no estudo do concreto, mas também foram avaliadas outras propriedades como a resistência à tração indireta por compressão diametral e à resistência à tração indireta por flexão, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson.

a. Resistência à compressão

Foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10,0cm x 20,0cm e rompidos nas idades de 3, 7 e 28 dias da data de moldagem. A Figura 3.3 ilustra o ensaio de

rompimento no Laboratório de Estruturas de um corpo-de-prova na prensa Cyber-Tronic com capacidade para 150t e leitor digital fornecida pela Solotest.



Figura 3.3: Ensaio de compressão no corpo-de-prova executado no Laboratório de Estruturas – UAEC - UFCG.

b. Ensaio de tração na flexão

Para o ensaio de resistência à tração por flexão foram moldados corpos-de-prova prismáticos de 15,0cm x 15,0cm x 75,0cm e rompidos a 3, 7 e 28 dias da data de moldagem. O equipamento é composto de uma prensa hidráulica com capacidade de 2.000 kN conectada a um pórtico. O corpo-de-prova é rompido à flexão pela ação de duas forças agindo nas seções transversais que distam $1/3$ das seções de apoio do elemento biapoiado. A Figura 3.4 ilustra o procedimento de ensaio.



Figura 3.4: Ensaio de tração na flexão em corpo-de-prova prismático executado no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.

c. Ensaio de tração indireta por compressão diametral

O ensaio de tração indireta por compressão diametral foi realizado em corpos-de-prova cilíndricos de 15,0cm x 30,0cm, que foram submetidos a uma força distribuída em duas geratrizes diametralmente opostas. Neste ensaio são utilizadas taliscas de madeira interpostas entre o cilindro e os pratos da máquina; têm a função de distribuir a força uniformemente ao longo das geratrizes do corpo-de-prova.

As taliscas de madeira que foram dispostas sobre as geratrizes do corpo-de-prova tinham seção transversal de 10,0mm x 10,0mm. Este valor é destoante do apresentado pela norma ABNT NBR 7222:1994, que determina base 4,5 cm \pm 0,3 cm e altura de 3,5 \pm 0,5mm para corpos-de-prova com diâmetros de 30,0 cm. Essa alteração nas medidas justifica-se porque o dispositivo de compressão diametral fornecido pela empresa Contenco Indústria e Comércio LTDA. adotado para romper os corpos-de-prova à tração por compressão diametral, apresentam-se com um espaço delimitado para fixação das taliscas. Logo, as dimensões determinadas para as taliscas são função do molde. A Figura 3.5 ilustra o procedimento de ensaio e as taliscas interpostas conforme mostram as setas vermelhas.



Figura 3.5: Corpo-de-prova no dispositivo para ensaio de tração indireta por compressão diametral no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.

d. Ensaio de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson

O ensaio de módulo de elasticidade foi realizado segundo os procedimentos estabelecidos pelo método de ensaio ABNT NBR 8522:2003: Concreto –

Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão x Deformação - Método de Ensaio. O compressômetro-expansômetro utilizado na pesquisa é do tipo Maruto com precisão para variações de 0,02mm. A Figura 3.6 apresenta o comparador tipo compressômetro-expansômetro, modelo Maruto, utilizado na pesquisa.

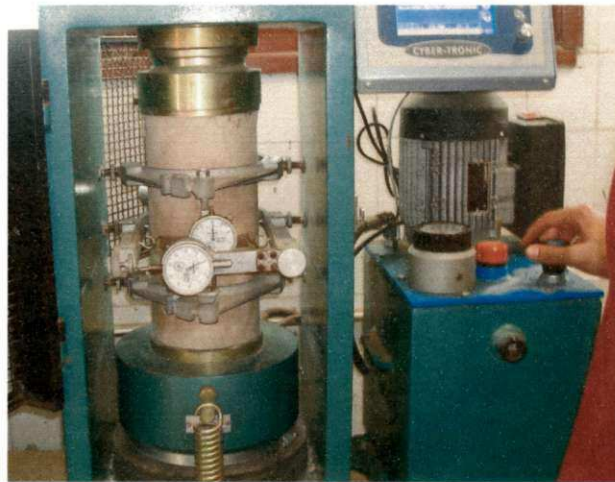


Figura 3.6: Ensaio de determinação do módulo de elasticidade por meio do compressômetro-expansômetro, modelo Maruto, no Laboratório de Estruturas – UAEC - UFCG.

Para os cálculos do coeficiente de Poisson (ν) deve-se fazer uma correção do valor obtido na leitura do equipamento dada pela equação 3.1.

$$\nu = \frac{(\varepsilon_{tf} - \varepsilon_{ti})}{(\varepsilon_{lf} - \varepsilon_{li})} \cdot e \quad \text{Equação 3.1}$$

Sendo que:

ν = coeficiente de Poisson;

ε_{tf} = deformação transversal específica final (30% a 40%) da resistência;

ε_{ti} = deformação transversal específica inicial (com tensão a 0,5MPa, conforme ABNT NBR 8522: 2003);

ε_{lf} = deformação longitudinal específica final (30% a 40%) da resistência;

ε_{li} = deformação específica inicial (com tensão igual a 0,5MPa, conforme ABNT NBR 8522: 2003);

e = correção da excentricidade.

É efetuada no cálculo do coeficiente de Poisson apenas para utilização do extensômetro mecânico tipo compressômetro-expansômetro, pois para leituras longitudinais a excentricidade é igual a 1, mas para leituras transversais corrige-se a excentricidade do medidor e da articulação utilizando-se a equação 3.2.

$$e = \frac{e_r}{e_r - e_g} \quad \text{Equação 3.2}$$

Sendo que:

e_r = excentricidade da barra, medida do eixo do corpo-de-prova.

e_g = excentricidade do medidor, medida do eixo do corpo-de-prova.

e. Ensaio de ultra-sonografia

Os ensaios de ultra-sonografia foram realizados segundo os procedimentos do método de ensaio da ABNT NBR 8802: 1984. Foram efetuados estudos de ultra-sonografia a fim de determinar o módulo de elasticidade do concreto na idade de 28 dias. Para isso, foi utilizado o equipamento PUNDIT na realização deste ensaio não destrutivo. Este experimento teve como objetivo complementar estudos do módulo de elasticidade que serão obtidos segundo a ABNT NBR 8522: 2003. A Figura 3.7 ilustra o ensaio de ultra-sonografia no corpo-de-prova cilíndrico de 15cm de diâmetro por 30cm de altura.



Figura 3.7: Ensaio de ultra-sonografia no corpo-de-prova cilíndrico com a utilização do PUNDIT no Laboratório de Estruturas – UAEC – UFCG.

f. Ensaio por microscopia eletrônica de varredura

Para a preparação das amostras de concreto, foram utilizados os corpos-de-prova rompidos à tração indireta por compressão diametral para a extração de amostras lamelares. Durante a extração, deu-se preferência às regiões distantes, no mínimo, 2,0cm da face rompida. Ressalta-se que a preparação da amostra isto é importante, pois as etapas de corte e polimento podem criar e/ou aumentar as microfissuras.¹⁹¹ As amostras foram preparadas na Unidade Acadêmica de Mineração e Geologia do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais – UAMG- CTRN - da Universidade Federal de Campina Grande.

O microscópio Eletrônico de Varredura – MEV – foi utilizado para análises da microestrutura das dosagens dos concretos da pesquisa. Para tanto foi adotado um MEV da marca Shimadzu SSX – 550 com capacidade para ampliações de 300 mil vezes, do Laboratório de Caracterização Microestrutural II da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais UAEMa- CCT- da UCFG, conforme ilustra a Figura 3.8.

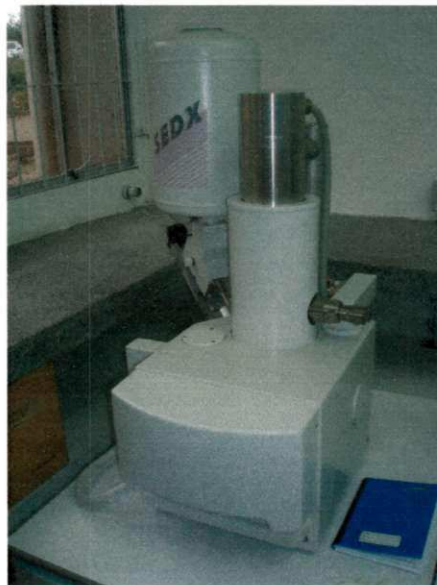


Figura 3.8: Microscópio Eletrônico de Varredura.

Por se tratar de uma amostra de concreto, e por consequência, não condutora de elétrons, as superfícies das amostras foram metalizadas com uma camada áurea, a fim de dar maior resolução das microestruturas do concreto.

¹⁹¹ FERREIRA JUNIOR, Epaminondas L.; CAMARINI, Gládis; Análise de imagens: um avanço para a tecnologia do concreto, UNICAMP, Artigo, 18p., 2010.

CAPÍTULO IV

4 Resultados e discussões

Este Capítulo apresenta os resultados e discussões do estudo realizado. A ordem de apresentação dos resultados dos ensaios tem a sequência: caracterização dos agregados graúdos e miúdos, cimento e a pasta, aditivo plastificante, ensaios no concreto fresco e no concreto endurecido – ensaios de compressão axial, tração à compressão diametral e tração à flexão, módulo de elasticidade através dos ciclos de carregamento e por ultrasonografia utilizando o equipamento PUNDIT, coeficiente de Poisson, caracterização da curva tensão deformação e análise da microestrutura por MEV.

4.1 Caracterização dos agregados

4.1.1 Agregado graúdo

Os agregados graúdos utilizados na pesquisa foram as concreções lateríticas obtidas numa jazida a 6,0km da cidade de Mari – PB, localizada a 98,0km na direção Nordeste de Campina Grande – PB e a 75,5km na direção Oeste da Capital João Pessoa - PB. A Figura 4.1 apresenta o mapa geológico da região de Mari inserida entre as formações Barreiras, Cabaceiras e Serra dos Martins.

As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam o mapa geológico e a situação da jazida da qual foi retirada a amostra para o estudo deste trabalho. A Figura 4.3 apresenta imagens das concreções lateríticas de diferentes granulometrias em estado natural encontradas na superfície do solo na jazida.

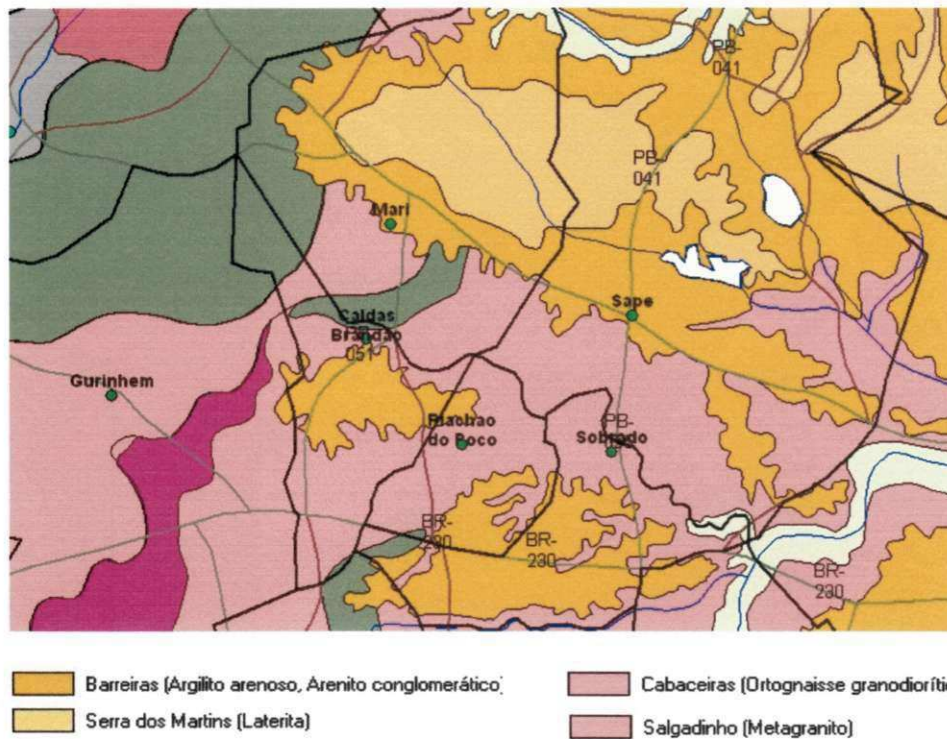


Figura 4.1: Mapa geológico da Região de Mari – PB. (Escala 1: 190512.2; Fonte: Departamento Nacional de Produção Mineral, 2011).

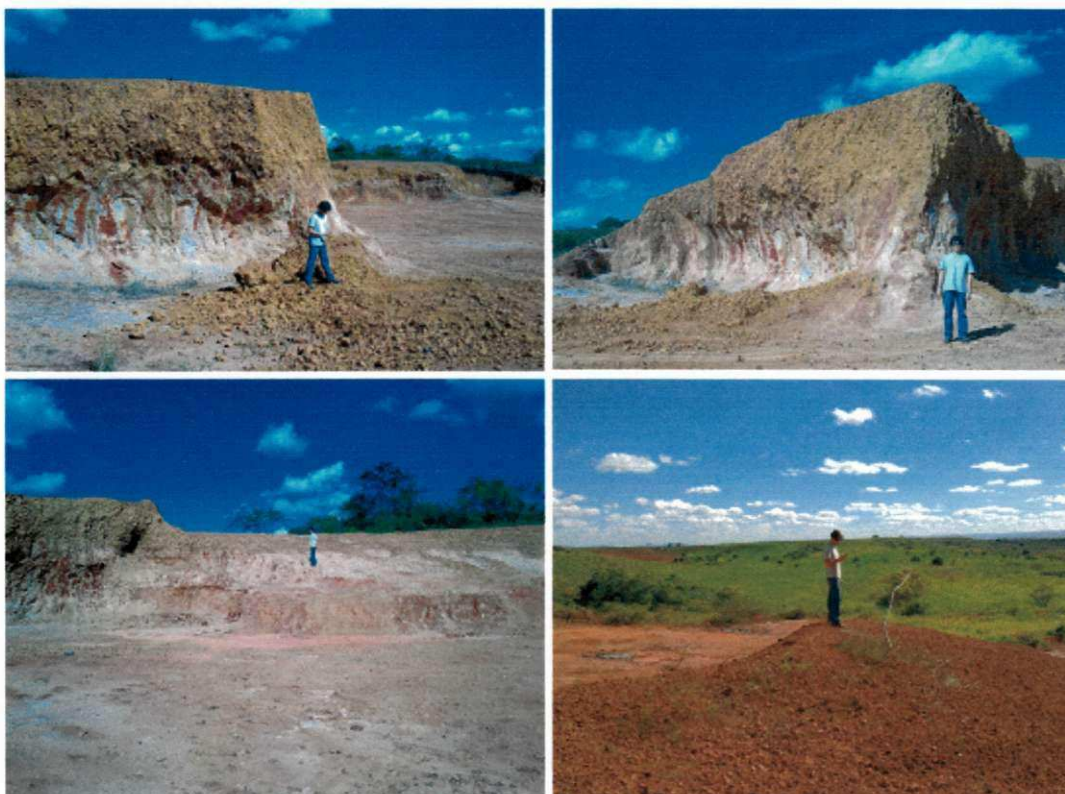


Figura 4.2: Jazida Mari – PB.



Figura 4.3: Concreções lateríticas no solo.

Os ensaios de caracterização física dos agregados graúdos estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Propriedades físicas das concreções lateríticas.

Composição granulométrica (ABNT NBR 7217: 1978)			
<i>Peneiras</i>	<i>Material retido</i>	<i>Porcentagens em massa (%)</i>	
<i>(mm)</i>	<i>(g)</i>	<i>Retidas</i>	<i>Acumuladas</i>
6,3	2.000,00	40,00	40,00
12,5	1.800,00	36,00	76,00
19,0	1.200,00	24,00	100,00
Soma	5.000,00	100,00	-
<i>Ensaio</i>		<i>Limites</i>	<i>Valor obtido</i>
Dimensão máxima característica (ABNT NBR 7217: 1978)		-	DCM = 19,0mm
Módulo de finura (ABNT NBR 7217:1978)		-	MF = 2,16
Absorção (DNER – ME 081/98)		-	Abs = 5,3 %
Esmagamento (ABNT NBR 9938: 1985)		≤ 35,0%	E = 30,2%
Abrasão Los Angeles (ABNT NBR NM 51: 2001)		≤ 55,0%	LA = 35,5%

Massa específica na condição saturada superfície seca (DNER – ME 195/97)	-	$\gamma_{\text{sss } 19\text{mm}} = 2,81 \text{ g/cm}^3$
		$\gamma_{\text{sss } 12,5\text{mm}} = 2,77 \text{ g/cm}^3$
		$\gamma_{\text{sss } 6,3\text{mm}} = 2,77 \text{ g/cm}^3$
Massa específica na condição seca (DNER – ME 081/98)	-	$\gamma_{\text{s } 19\text{mm}} = 2,69 \text{ g/cm}^3$
		$\gamma_{\text{s } 12,5\text{mm}} = 2,65 \text{ g/cm}^3$
		$\gamma_{\text{s } 6,3\text{mm}} = 2,64 \text{ g/cm}^3$
Agregado em estado seco compacto: determinação da massa unitária (ABNT NBR 7810: 1983)	-	$\text{MU}_{19\text{mm}} = 1,44 \text{ g/cm}^3$
		$\text{MU}_{12,5\text{mm}} = 1,44 \text{ g/cm}^3$
		$\text{MU}_{6,3\text{mm}} = 1,43 \text{ g/cm}^3$
Materiais pulverulentos (ABNT NBR 7219: 1987)	$\leq 1\%$	$\text{MP}_{19\text{mm}} = 2,4\%$
		$\text{MP}_{12,5\text{mm}} = 3,2\%$
		$\text{MP}_{6,3\text{mm}} = 3,5\%$
Índice de forma (ABNT NBR 7211: 1994)	$\leq 3,00$	$f_{19\text{mm}} = 0,90$
		$f_{12,5\text{mm}} = 0,94$
		$f_{6,3\text{mm}} = 0,88$

a) Ensaio de granulometria

Para o concreto utilizou-se apenas três granulometrias: #19,0mm, #12,5mm e #6,3mm, preparados durante o beneficiamento e separação. As granulometrias foram adotadas de acordo com as maiores porcentagens verificadas após o peneiramento. As suas proporções para utilização no concreto foram definidas segundo o procedimento de dosagem proposto por Helene e Terzian (1994).

b) Ensaio de absorção

A absorção definida pela norma DNER – ME 081/98 para um período de 24 horas de imersão foi de 5,3%. O valor obtido é considerado muito alto, quando comparado à agregados de origem granítica cujo valor de absorção é de 0,3%.

Devido à alta porosidade dos agregados lateríticos, executou-se o ensaio de absorção para vários tempos de imersão, obtendo-se o comportamento ilustrado na Figura 4.4.

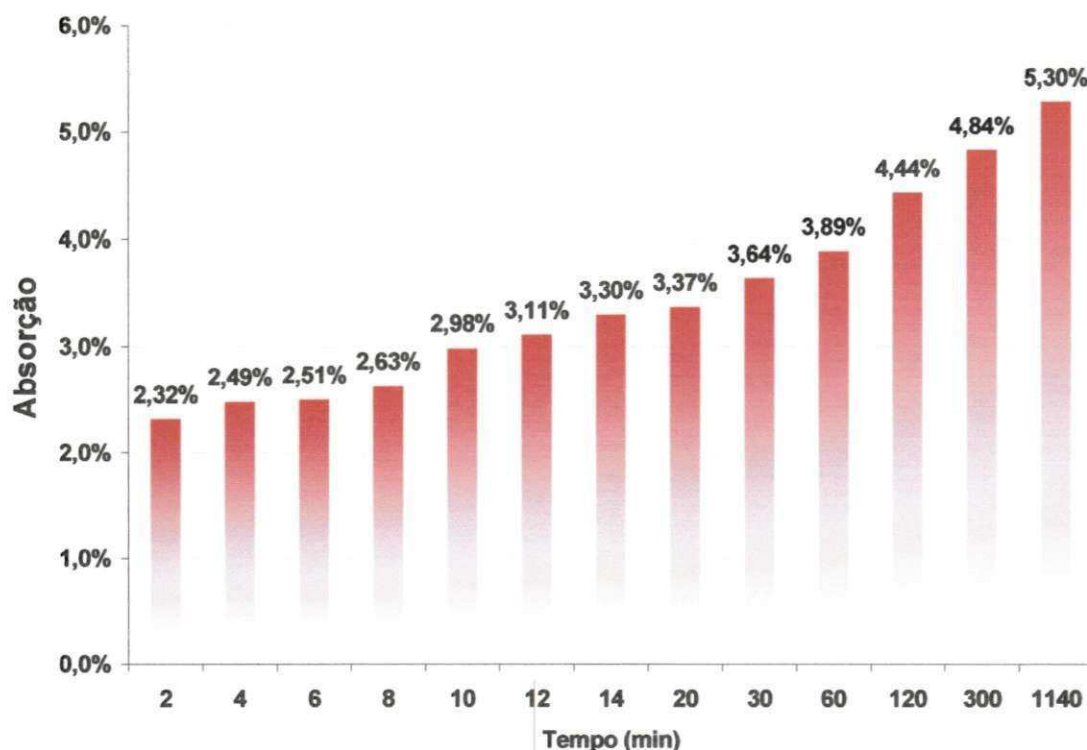


Figura 4.4: Absorção do agregado laterítico ao longo do tempo.

Observa-se que já nos primeiros dois minutos de imersão o agregado laterítico absorve quantidade de água acima do valor obtido para o agregado convencional em 24 horas que é de 0,30%, e em 8 minutos atinge 50% de sua absorção final. Este valor confirma e justifica a necessidade da correção do fator água-cimento do concreto conforme se comentou na revisão.

c) Esmagamento

O valor encontrado da resistência ao esmagamento para as concreções lateríticas foi de 30,2%. Este valor é menor que o limite de 35% estabelecido pela ABNT NBR 9938: 1985 que é de 35%, para a utilização de concretos submetidos ao desgaste superficial, e de 45% para outros tipos. Os resultados obtidos confirmam e estão próximos dos obtidos por Chagas Filho (1986).

d) Abrasão Los Angeles

O valor obtido no ensaio de Abrasão Los Angeles foi 35,5%. O valor encontrado por Chagas Filho, 1986 para a mesma jazida foi de 42,3%, conforme Tabela 2.10. Este valor 35,5% mostra grande diferença quando comparado àquele da

brita de rocha granítica (12,5%) indicado na Tabela 2.11. A norma rodoviária, Especificação de Serviço do DNER-ES 303/1997 Pavimentação- base estabilizada granulometricamente, estabelece que o desgaste superficial não pode ser superior a 55% admitindo-se valores maiores no caso de utilização anterior terem apresentado desempenho satisfatório.

e) Massa específica na condição seca e saturada de superfície seca

As massas específicas saturadas e secas, indicadas na Tabela 4.1 apresentaram média de $\gamma_{ss} = 2,79\text{g/cm}^3$ e $\gamma_{s1} = 2,66\text{g/cm}^3$, respectivamente. Os valores obtidos apresentam semelhança com os mostrados na Tabela 4.1 para as massas específicas secas das Jazidas Mosqueiro – PA ,2,59 g/cm³, e da Nigéria (b) com 2,62 g/cm³.

f) Massa unitária na condição seca compactada

Os valores encontrados para a massa unitária compactada apresentam média de 1,44 g/cm³. O resultado obtido mostrou-se coerente com o valor apresentado na Tabela 2.5 para a Jazida Sapé – PB (1,43 g/cm³) e também próximo dos valores obtidos para britas de rocha granítica (1,40 g/cm³).

g) Materiais pulverulentos

Devido ao seu processo de formação, as concreções lateríticas apresentam grande quantidade de material pulverulento. Chagas Filho (2005) obteve valor de 8,79%, muito acima do obtido que variou entre 3,5% e 2,4%. Entretanto, parte do material pulverulento pode ter se perdido durante o beneficiamento e separação granulométrica. Ainda assim, o valor obtido apresenta-se acima do estabelecido pela ABNT NBR 7211: 1987 que é de 1,0% para agregados graúdos. A grande presença de materiais pulverulentos no agregado graúdo demanda mais água de amassamento durante a mistura diminuindo a trabalhabilidade do concreto.

h) Índice de forma

O valor obtido para o índice de forma ficou no intervalo entre 0,88 e 0,94, apresentando-se dentro do estabelecido de agregados para concreto. A ABNT NBR 7211 limita o índice de forma a valores inferiores a 3, ou seja, tratam-se de agregados em que uma dimensão não prevalece sobre as outras duas.

O valor obtido pelo índice de forma como sendo inferior ao estabelecido pela NBR7211 nos permite afirmar que o agregado apresenta-se com uma conformação geométrica que não proporciona acúmulo de água abaixo de si, havendo maior homogeneidade na hidratação do cimento em sua volta, e assim, possivelmente, a zona de transição será mais resistente.

i) Espectrografia eletrônica

A Figura 4.5 apresenta a espectrografia da amostra de laterita. A análise espectral por DRX demonstrou que os principais minerais presentes na fração estudada são a Caulinita, Quartzo e Goetita, e uma pequena fração de Anatásio. Os resultados obtidos estão de acordo com a composição mineralógica apresentada na Tabela 2.5 para a fração passante na peneira nº 200 ABNT.

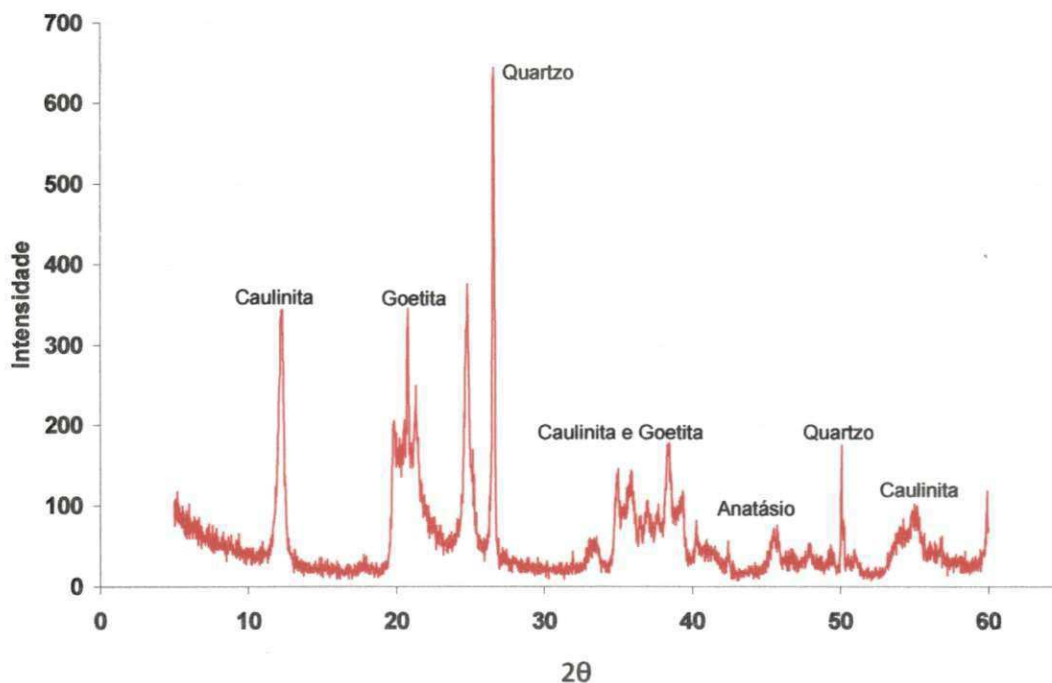


Figura 4.5: Espectrografia das concreções lateríticas.

4.1.2 Agregado miúdo

Para o agregado miúdo, foi utilizada a areia oriunda do leito do Rio Paraíba – PB. Os ensaios de caracterização estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: Composição granulométrica do agregado miúdo.

Composição granulométrica (ABNT NBR 7217: 1978)			
<i>Peneiras</i>	<i>Material retido</i>	<i>Porcentagens em massa</i>	
<i>(mm)</i>	<i>(g)</i>	<i>Retidas</i>	<i>Acumuladas</i>
4,8	12,40	2,48	2,48
2,4	36,74	7,35	9,83
1,2	65,54	13,11	22,94
0,6	189,55	37,91	6,85
0,3	172,72	34,54	95,39
0,15	21,56	4,31	99,7
Fundo	1,49	0,30	100
Soma	500,00	100	-
<i>Ensaio</i>		<i>Limites</i>	<i>Valor obtido</i>
Módulo de finura (ABNT NBR 7217: 1978)		-	MF = 2,37
Coeficiente de não uniformidade CNU		>2	7,0
Coeficiente de correlação CC		$1 < CC < 3$	1,0
Materiais pulverulentos (ABNT NBR 7219: 1987)		-	MP = 0,06%
Equivalente de areia (DNER – ME 054/94)		-	Eq. = 91,52%
Massa específica seca (ABNT NBR 9775: 1987)		-	$\gamma_s = 2,54 \text{ g/cm}^3$
Massa unitária no estado solto (ABNT NBR 7251: 1982)		-	$\gamma_{ss} = 1,45 \text{ g/cm}^3$
Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis (ABNT NBR 7218: 1987)		-	0,5%

a) Granulometria

A Figura 4.6 apresenta a curva granulométrica do agregado miúdo. Apresenta-se bem graduada. Isto é, a grande variação dos grãos com diversos

diâmetros confere à areia um bom comportamento estrutural. As partículas menores ocupam os vazios correspondentes às maiores criando um entrosamento, do qual resulta menor compressibilidade e maior resistência. O coeficiente de correlação obtido 1,0 caracteriza-a como areia bem graduada. Neste caso, desenvolverá um fator de empacotamento com pequenos índices de vazios. Quanto ao coeficiente de não-uniformidade – CNU – obteve-se valor 7. Quanto maior o valor do CNU, mais bem graduada é a areia. Para $CNU < 2$, têm-se areias uniformes.

O módulo de finura da areia foi 2,37, o que a caracteriza como areia média; o que indica que é uma areia adequada para a produção de concreto.

Segundo o sistema de classificação proposto pela “American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO)”, a areia é classificada como A-3. Ou seja, areia mal graduada, sem presença de finos, tratando-se de um solo sem plasticidade. O sistema de classificação apresentado pelo “Sistema Unificado de Classificação de Solos” (SUCS) caracteriza a areia como bem graduada com poucos finos. Neste caso, o entrosamento entre grãos de diferentes dimensões confere alto peso específico e boas características de resistência e deformabilidade.

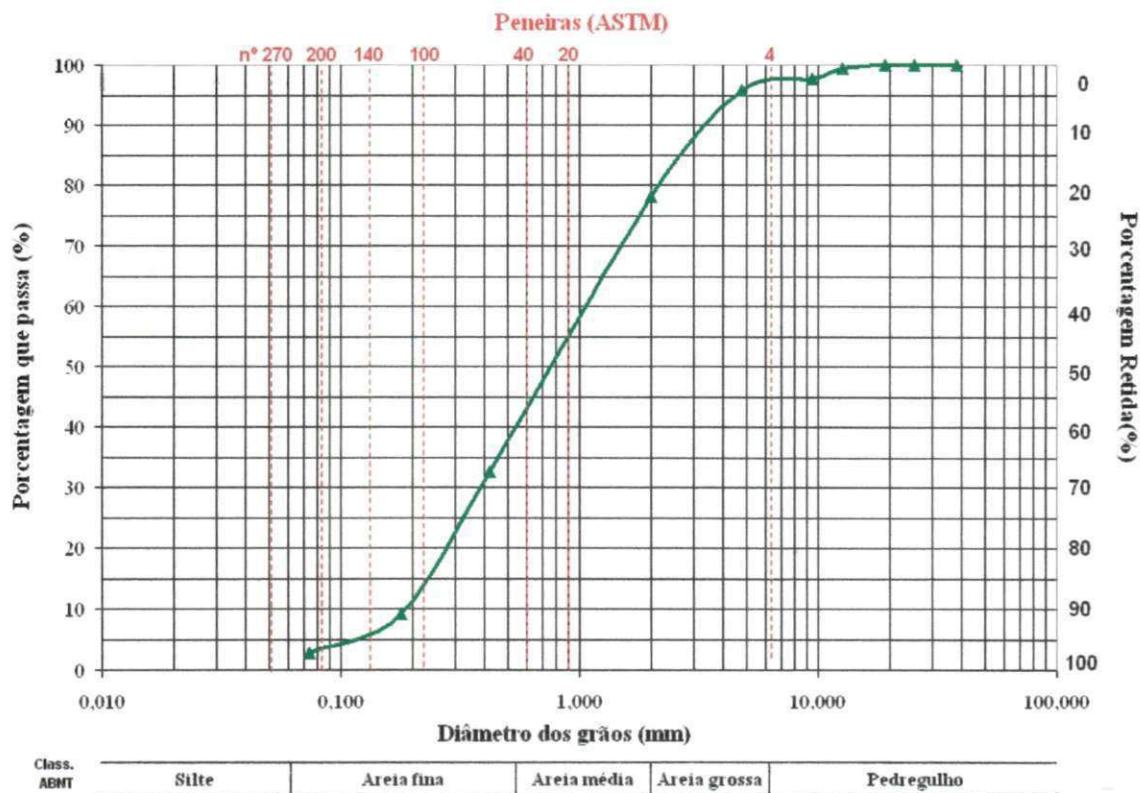


Figura 4.6: Curva granulométrica do agregado miúdo.

Materiais pulverulentos

A pequena presença de materiais finos confere à areia um baixo teor de material pulverulento. O valor obtido foi 0,06%, o que é coerente com o fato de que a areia seja oriunda do leito do rio, uma vez que os grãos mais finos são carreados pela correnteza.

A pequena quantidade de matéria pulverulento demandará menos água de amassamento para desenvolver boa trabalhabilidade do concreto.

b) Equivalente de areia

O valor do ensaio de equivalente de areia é de 91,52%. Ou seja, 91,52% da amostra é formada por grãos de areia, sendo o restante formado por materiais pulverulentos. Este valor também é condizente com o fato de ser uma areia aluvionar. Os grãos de areia apresentam melhor desempenho quando submetidos à ações mecânicas. Logo, tem-se um agregado miúdo com boa propriedade de resistência mecânica.

c) Massa específica seca

A massa específica do agregado miúdo é $\gamma_s = 2,54 \text{ g/cm}^3$. O valor obtido é inferior ao do agregado graúdo laterítico.

d) Massa unitária no estado solto

A massa específica no estado solto do agregado miúdo é $\gamma_{ss} = 1,45 \text{ g/cm}^3$. Este valor foi necessário para o cálculo do volume de materiais secos a se adicionar na betoneira.

e) Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis

O teor de argila em torrões friáveis obtido foi 0,5%. Ou seja, apenas 0,5% da amostra estudada é formada por torrões de argilas e materiais.

Os torrões de argila e materiais friáveis apresentam baixa resistência à esforços mecânicos. O resultado desse ensaio enfatiza o obtido no ensaio de equivalente areia, e também indica que a areia adotada apresentará boas características mecânicas.

4.2 Caracterização do cimento

O cimento adotado foi o Portland composto, tipo CP II – F, Classe 32 de acordo com a ABNT NBR 11578: 1991. Foi escolhido pela facilidade de obtenção no mercado consumidor local. As principais características do cimento estudado estão apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Ensaio físicos no cimento.

<i>Ensaio</i>	<i>Norma</i>	<i>Limites</i>	<i>Valores obtidos</i>
<i>Módulo de finura</i>	ABNT NBR 11579: 1991	≤ 12	2,76%
<i>Massa unitária</i>	ABNT NBR 7251: 1982	-	1,12g/cm ³
<i>Massa específica real</i>	ABNT NBR 6474: 1998	-	2,74g/cm ³
<i>Superfície específica Blaine</i>	ABNT NBR NM 76: 1998	≥ 2600	5042,67
<i>Início de pega</i>	ABNT NBR 11581: 1992	60 min.	IP _{CR} = 60 min.
		-	IP _{0,4%} = 3h40'
		-	IP _{0,6%} = 5h40'
		-	IP _{0,8%} = 6h
		-	FP _{CR} = 3h
<i>Fim de pega</i>		-	FP _{0,4%} = 5h
		-	FP _{0,6%} = 7h30'
		-	FP _{0,8%} = 10h

a) Módulo de finura

O módulo de finura atende ao valor normalizado. O valor do módulo de finura influi nos produtos de hidratação, pois corresponde ao estado de flocculação dos grãos de cimento.

b) Massa unitária

O valor obtido para a massa unitária do cimento para 1,12g/cm³ é adotado para as transformações de traço em massa para traços em volume durante os procedimentos de dosagem.

c) Massa específica real

O valor de $2,74\text{g/cm}^3$ é adotado para a determinação dos traços em massa dos materiais secos do concreto.

d) Tempos de pega

A Figura 4.7 apresenta os tempos de pega do cimento em função das variações de adições do aditivo plastificante. O início da pega da pasta de referência se deu com uma hora do início da hidratação e o seu fim de pega, após 3 horas. Os dados obtidos estão compatíveis com as normas regulamentadoras para cimentos compostos.

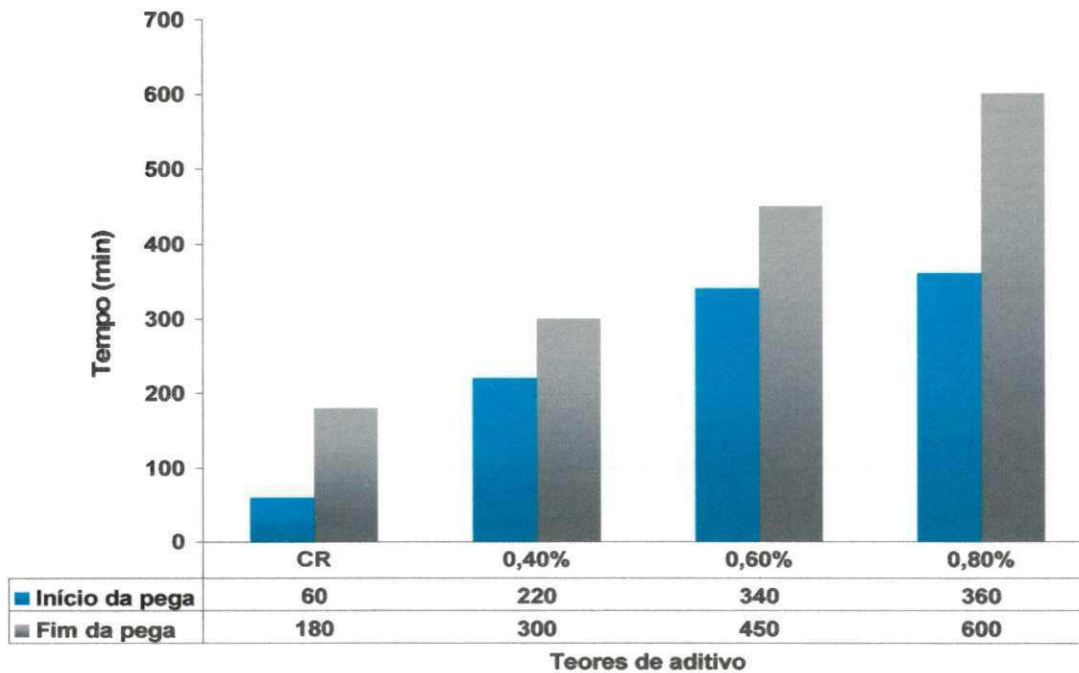


Figura 4.7: Tempos de pega do cimento em função do teor de aditivo plastificante.

Como se pode ver claramente, à medida que se aumenta o teor de plastificante na pasta de cimento, o tempo de pega é retardado. O processo de retardo da pega já era esperado, uma vez que trata-se de uma propriedade dos plastificantes orgânicos quando em grandes adições. O retardo na pega pode desencadear diminuição da resistência nos primeiros dias de idade do concreto, já que retarda o processo de cristalização do C_3S que inicia já nas primeiras horas. No concreto com teor de 0,8% de aditivo o retardo nos tempos de pega pode desenvolver baixos valores de resistência nos primeiros dias.

O comportamento dos tempos de pega apresentam-se diferentes. O início da pega varia de forma parabólica com a concentração de aditivo, enquanto que o comportamento dos tempos de fim de pega é linear. Aparentemente, a presença de aditivo desencadeia um retardo no tempo início de pega até uma determinada concentração, não variando para uma maior adição do plastificante. Já no caso do retardo do tempo de fim de pega, o aumento na concentração do aditivo plastificante é diretamente proporcional ao retardo.

Ao que parece, estudando o comportamento dos tempos de pega isoladamente, é possível aferir o retardo, tanto no início quanto no fim da pega, para uma dada concentração de aditivos no intervalo de dosagens apresentado na Figura 4.7.

A Figura 4.8 apresenta a análise espectrográfica do cimento utilizado na pesquisa. Observa-se a presença de vários materiais cristalinos, apresentando os principais picos de Ca_3SiO_4 , Ca_3Fe , Ca_2SiO_4 e CaCO_3 . Os dados obtidos estão de acordo com a bibliografia analisada relativas ao cimento CP II F – 32 com maiores concentrações de alita e belita.

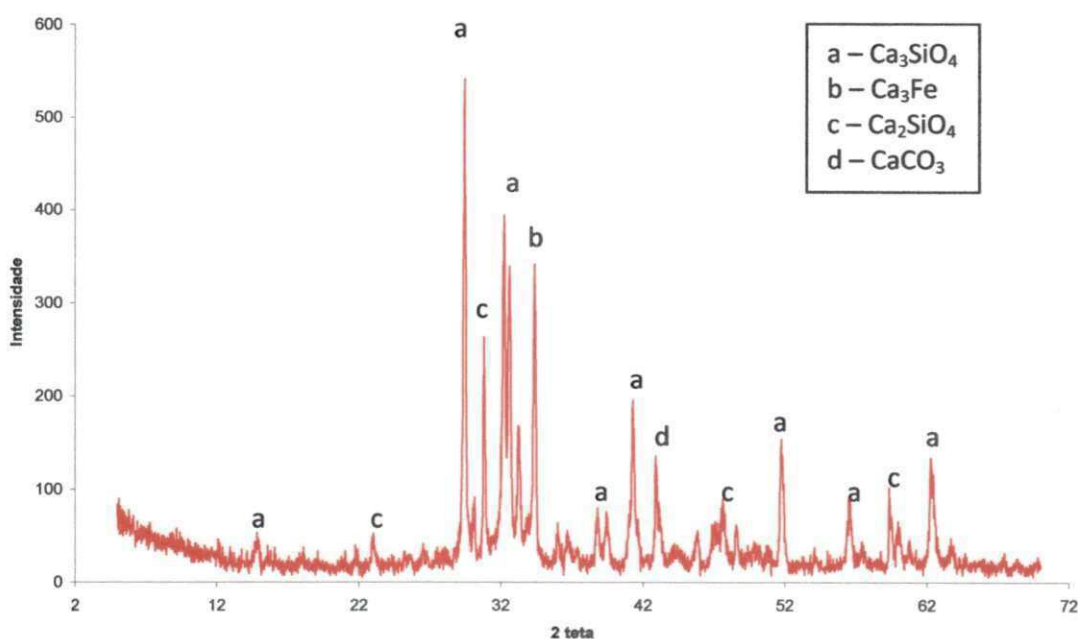


Figura 4.8: Análise por espectrografia por DRX.

4.2 Plastificante

O aditivo utilizado foi o HAGENPLAST 40 M produzido pela empresa Hagen do Brasil. Trata-se de um aditivo redutor de água à base de lignosulfonatos e isento de cloretos. Apresenta-se com uma massa específica de $\gamma_{25^{\circ}\text{C}} = 1,2 \text{ kg/dm}^3$ e com $\text{pH}_{25^{\circ}\text{C}} = 4,0$ obtido com fita medidora de pH.

O plastificante usado foi doado pelo 3º BEC do Exército, que mantém convênio com o Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil e Ambiental (PPGECA – UFCG). Este aditivo está sendo utilizado na produção do concreto do pavimento rígido utilizado nas obras de duplicação da BR 101.

4.3 Dosagem do concreto

Sabe-se que quanto maior a dimensão característica do agregado mais econômico é o concreto. A composição ou mistura de agregados graúdos, com a finalidade de reduzir o custo do concreto foi obtida pelo Processo utilizado por Helene e Terzian (1994). Para determinação ideal entre faixas granulométricas de concreções lateríticas, que gera o maior efeito de empacotamento dos agregados os autores supracitados utilizam o Método da ABNT NBR 7810: 1983 - Agregado em estado compactado seco – Determinação da Massa Unitária. Foram adotadas duas granulometrias iniciais e com elas obtido a maior massa, adicionou-se uma terceira executando o mesmo procedimento. A massa unitária máxima tende a um teor de vazios mínimo que será ocupado pela argamassa. A Figura 4.9 ilustra o ensaio de compacidade máxima dos agregados graúdos.

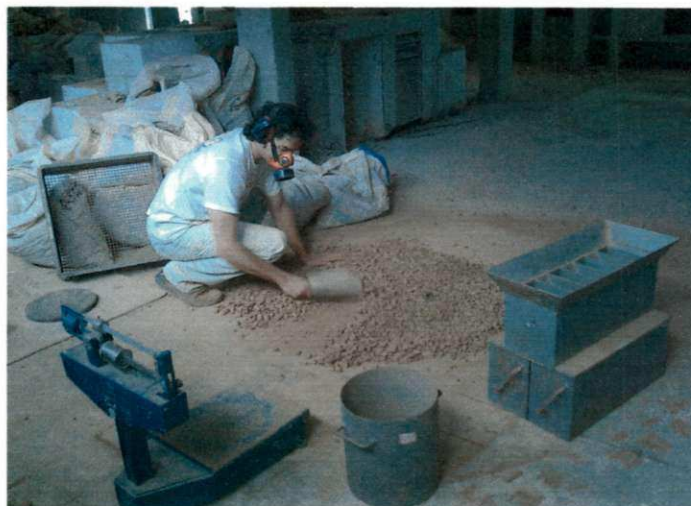


Figura 4.9: Ensaio de compacidade máxima dos agregados graúdos.

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam duas misturas realizadas, nos ensaios com concreções lateríticas retidas em três peneiras. Na primeira mistura com concreções retidas nas peneiras de malhas 19,0mm e 12,5mm e na segunda com aquelas retidas nas peneiras 19,0mm ,12,5mm e 6,3mm, respectivamente. A mistura final de agregados que apresentou densidade máxima está na proporção de 60% / 40% para as duas situações.

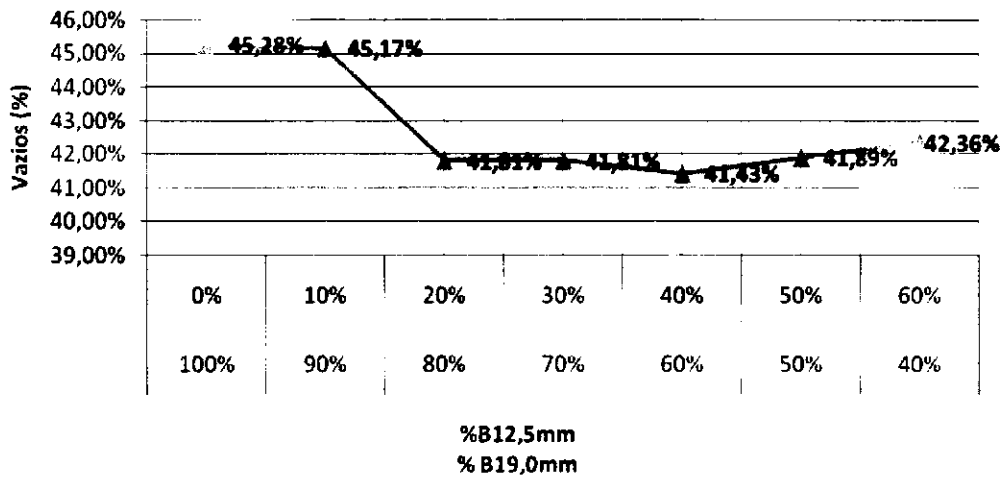


Figura 4.10: Comportamento dos vazios do das misturas de concreção lateríticas com dimensões 19,0mm e 12,5mm “versus” o índice de vazios na amostra.

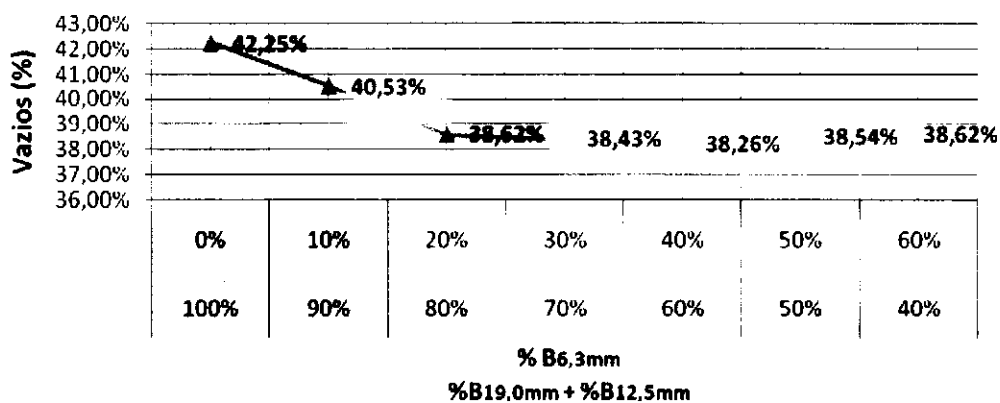


Figura 4.11: Comportamento dos vazios das misturas da concreção lateríticas de dimensões 19,0mm, 12,5mm e 6,3mm “versus” o índice de vazios na amostra.

A Figura 4.12 mostra o comportamento da porosidade e do fator de empacotamento com a proporção de agregados graúdos final. Observar que o fator de empacotamento é inversamente proporcional à porosidade da amostra. O fator de empacotamento máximo obtido indica que 61,74% do volume de concreto será ocupado por agregados graúdos, sendo 38,26% preenchidos pela argamassa e vazios.

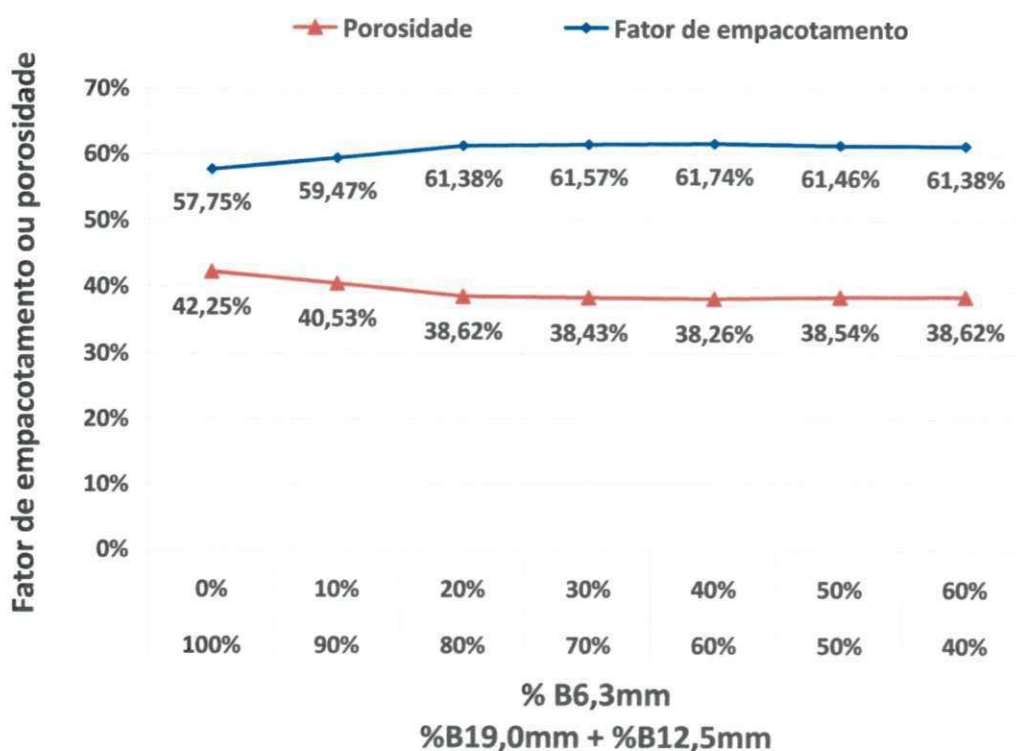


Figura 4.12: Fator de empacotamento ou porosidade “versus” composição de misturas de concreções lateríticas

O empacotamento mais denso e a menor porosidade ocorrem quando existe apenas grãos menores o suficiente para preencher os vazios entre os grãos de maior dimensão.

Com os dados obtidos para o máximo fator de empacotamento, foi feito um traço piloto de 1:5,0 e adotado um valor inicial do teor de argamassa de $\alpha = 51\%$ e “slump” abatimento do tronco de cone fixado em $80\text{mm} \pm 20\text{mm}$. Do traço piloto foram testadas adições de argamassa e água até a obtenção do abatimento desejado. Obtido o valor ideal para o traço 1:5,0, foi feita uma nova concretagem para o traço 1:5,0 e mais duas para os traços 1:3,5 e 1:6,5, com os teores de argamassa e fator a/c obtidos no traço piloto.

Para cada dosagem, foram produzidos corpos-de-prova para ensaios à compressão, tração indireta na flexão e compressão diametral que foram rompidos nas idades de 3, 7 e 28 dias.

Dos resultados obtidos, foram produzidos dois diagramas de dosagem referentes às resistências à compressão, tração à tração indireta por compressão diametral e à tração indireta por flexão.

Dos diagramas produzidos foi estabelecido um valor de resistência a ser obtido para o concreto de referência usado na pesquisa. Desta resistência foram determinados os valores do fator a/c , da quantidade de materiais secos e do consumo de cimento por metro cúbico, para estabelecimento do traço definitivo de concreto a ser usado ao longo de todos os experimentos.

4.4 Ensaios em pastas

4.4.1 Teor de saturação pelo método do Cone Marsh

Foi encaminhada, por solicitação do 3º BEC do Exército Brasileiro, uma amostra do aditivo plastificante HAGENPLAST 40M à empresa SCIENTEC, para verificação da compatibilidade com o cimento CP II F – 32. Os resultados obtidos através do ensaio do Cone Marsh são mostrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Tempo de escoamento da pasta com diferentes % de aditivo plastificante Hagen Plast 40M.

% de Plastificante	Tempo de escoamento	Tempo de escoamento
	após 5 minutos (segundos)	após 60 minutos (segundos)
0,2	11	33
0,4	9	18
0,6	6	8
0,8	5	7

A Figura 4.13 ilustra o comportamento do tempo de escoamento “versus” o teor de plastificante para o aditivo utilizado. Observa-se claramente para o tempo de 60 minutos, que o teor de 0,6% de aditivo em relação à massa de cimento é considerado

como sendo o teor de saturação da amostra. Verifica-se que para valores superiores a 0,6% ocorre pouca variação no tempo de escoamento.

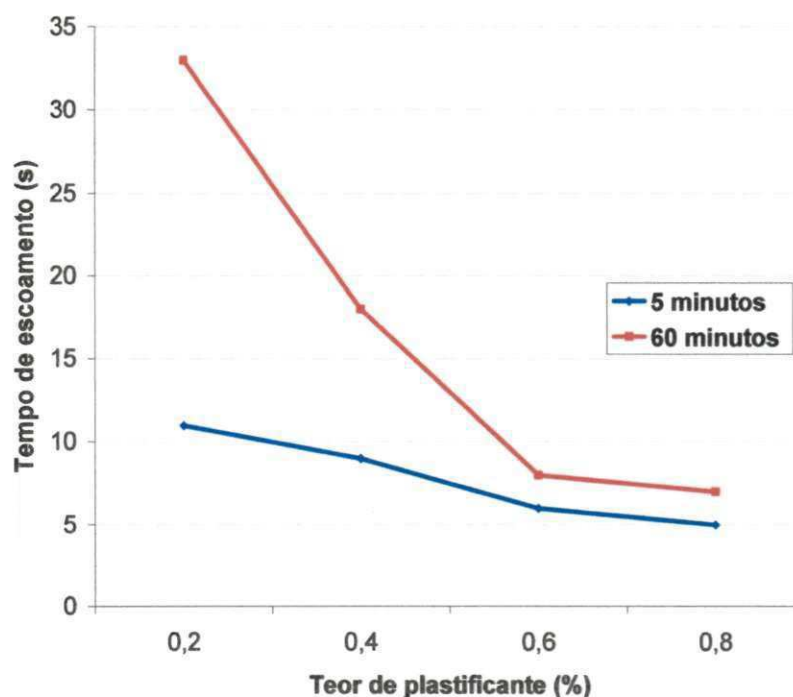


Figura 4.13: Gráficos do comportamento do tempo de escoamento da pasta de cimento “versus” porcentagem de aditivo plastificante em relação à massa de cimento.

Pode-se observar também que a “buffering zone” neste caso existe. Como citado anteriormente, Utsi & Jonasson (2008)¹⁹² justifica esse comportamento que adições superiores de plastificante, além do ponto de saturação pode ocorrer sem que haja uma separação da mistura até que seja atingido o teor de 0,8%. Também se pode afirmar que com o teor de aditivo entre 0,6% e 0,8% tem-se menor sensibilidade da mistura à agitação.

A máxima fluidez só foi obtida com o teor de 0,8% de aditivos; valor acima do recomendado pelo fabricante. Ou seja, um teor de aditivo alto foi necessário para obter uma fluidez muito grande da pasta. A propósito disto, Gomes et al. (2000)¹⁹³ *apud* Hartman (2002) afirma que o comportamento que rege a ação dos lignosulfonatos é

¹⁹² UTSI, Sofia; JONASSON, Jan-Erik, A performance based experimental micro mortar optimization method for SCC, Lulea University of Technology. 2008.

¹⁹³ GOMES, P.C.C., GETTU, R.; RONCERO, J.; AGULÖ, L.; *Estudo dos fatores que divergem a dosagem de saturação do superplastificante da argamassa e do concreto do sistema pasta*. Engenharia Ciência e Tecnologia, ano 3. v. 16, p. 3-15. 2000.

baseado unicamente no fenômeno eletrostático de repulsão das partículas de cimento. Logo, necessita de maiores dosagens para obter a máxima fluidez.

Comparando-se os dados relativos aos tempos de início e fim de pega do cimento de acordo com a concentração de aditivo, ilustrado na Figura 4.14, observa-se comportamento semelhante ao ensaio de compatibilidade cimento-aditivo para o tempo de 60 minutos mostrado na Figura 4.13.

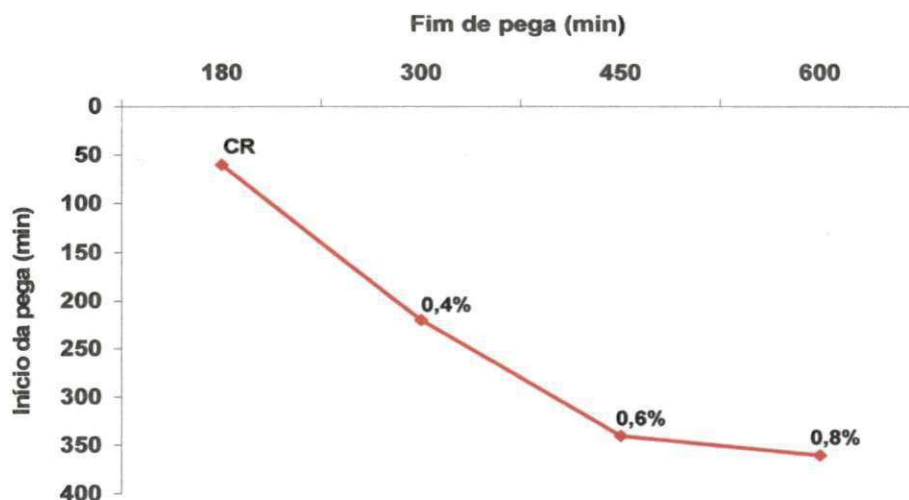


Figura 4.14: Comparação entre os tempos de pega.

Verifica-se na Figura 4.14 que é possível considerar um ponto de saturação para a concentração de 0,6% de aditivo plastificante e uma aparente zona tampão entre os teores de 0,6% e 0,8% de aditivo, assim como foi feito para a Figura 4.13.

Durante a análise do comportamento apresentado da curva, pesquisou-se na bibliografia relativa aos tempos de pega em presença de aditivos plastificantes, e não se encontrou nenhuma citação semelhante ao apresentado na Figura 4.14. Aparentemente, os tempos de início e fim de pega são analisados isoladamente, sem que haja uma correlação entre eles e a ação do aditivo; ao que parece não é a realidade, conforme mostra as Figuras 4.14 e 4.13. Acredita-se, assim, que como não foi encontrado na bibliografia nacional e internacional citações sobre esta correlação, trata-se de um importante achado para determinação da compatibilidade cimento-aditivo, uma vez que o ensaio para a determinação dos tempos de pega é internacionalmente adotado.

Esta semelhança entre os dois gráficos sugere, então, que a simples análise dos tempos de início e fim de pega, pode ser adotada para a determinação também do teor

de saturação do aditivo na pasta de cimento, ou como um parâmetro comparativo, assim como é feito nos ensaios pelo mini-abatimento e cone Marsh.

Esta contribuição à ciência surge como uma alternativa simples e fácil de ser obtida. Desde que o comportamento dos tempos de pega é um ensaio estudado há anos os dados catalogados podem ser utilizados para a determinação da concentração ideal, sem necessidade de novos ensaios.

4.5 Ensaios no concreto

Após a caracterização dos componentes do concreto, foram realizados os ensaios para caracterização das dosagens de concreto no estado fresco, e avaliação das propriedades no estado endurecido.

4.5.1 Concreto no estado fresco

Os ensaios no concreto fresco têm a função de avaliar qualitativamente a reologia do concreto. Serão adotados os dados, portanto, apenas como parâmetros de qualidade das dosagens analisadas.

Os ensaios para avaliação do concreto no estado fresco foram Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (ABNT NM 67: 1998) e Concreto – Determinação da consistência do concreto pelo espalhamento na mesa de Graff (ABNT NM 68: 1998).

4.5.1.1 Consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone e pelo espalhamento na mesa de Graff

Foram moldados corpos-de-prova para um concreto de referência e para três outros traços com teores de aditivos de 0,4%, 0,6% e 0,8%. A Figura 4.15 apresenta o comportamento do concreto estudado para diferentes teores de aditivo plastificante. A Figura 4.16 mostra o ensaio de espalhamento por meio da mesa de Graff para o concreto com teor de 0,6% de aditivo. Os resultados obtidos para os dois ensaios estão apresentados na Tabela 4.5.








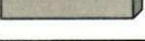


Figura 4.15: Abatimento do tronco de cone para o concreto de referência e teores de aditivos de 0,4%, 0,6% e 0,8%.



Figura 4.16: Ensaio de espalhamento com a mesa de Graff.

Tabela 4.5: Ensaio no concreto fresco.

<i>Tipo</i>	<i>C.P.</i>	<i>Slump médio (mm)</i>	<i>Espalhamento médio (cm)</i>	<i>Fluidez</i>
Concreto de Referência		80mm	41,0	2,05
		70mm	40,0	2,00
Teor de 0,4% de aditivo		100mm	42,0	2,10
		105mm	42,5	2,13
Teor de 0,6% de aditivo		110mm	44,0	2,20
		110mm	44,0	2,20
Teor de 0,8% de aditivo		200mm	50,0	2,50
		210mm	51,0	2,58

Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios do “Slump Test” e Espalhamento, com aqueles da Tabela 2.6¹⁹⁴, comentada anteriormente, conclui-se que o concreto de referência apresentou-se com consistência variando de plástica à úmida. Adequado à produção de estruturas correntes finalidade prática desta pesquisa.

Assim como apresentado por Tutikian e Molin (2008)¹⁹⁵, não foi verificada a presença de exsudação e/ou segregação no concreto durante os ensaios de abatimento e espalhamento, mesmo com teor de aditivo de 0,8%, valor este, superior ao teor de saturação. O agregado gráudo poroso e com superfície irregular pode ter contribuído para a diminuição da fluidez da pasta.

¹⁹⁴ PETRUCCI, Eladio G. R., *Concreto de Cimento Portland* – 11. de. rev. Vladimir Antônio Paulon. – Rio de Janeiro: Globo, 1987.

¹⁹⁵ TUTIKIAN, Bernado Fonseca, MOLIN, Denise Carpena Dal, *Concreto auto-adensável*, São Paulo: Pini, 2008.

4.5.2 Concreto no estado endurecido

Todos os corpos-de-prova ensaiados na pesquisa foram desmoldados após 24 horas da concretagem. Curados em tanques com água e cal em câmara úmida. O pH médio da água de imersão dos tanques igual a 13, básico, foi medido por meio de fita medidora de pH.

Os corpos-de-prova eram retirados dos tanques 24 horas antes do dia do ensaio, e postos para secar ao ar livre. Nesse período as faces, superior e inferior, eram invertidas regularmente, para que fossem igualmente expostas ao ambiente atmosférico. Justifica-se esse procedimento pela grande absorção de água do agregado laterítico, e esta umidade interna, ao que parece, implica em possível diminuição na resistência à compressão, conforme já observado e comentado no estado da arte. No caso dos corpos-de-prova a serem ensaiados com 28 dias, foram retirados dos tanques 48 horas antes do ensaio, uma vez que 24 horas não eram suficientes para suas secagens.

Os corpos-de-prova não foram capeados. Ao invés disso, procurou-se regularizar, ao máximo, a superfície superior durante a moldagem com desempenadeira e, antes dos ensaios à compressão, eram lixadas para corrigir pequenas irregularidades.

Os corpos-de-prova foram postos numa mesa rotatória que possibilitava o acabamento em todas as direções da superfície. A Figura 4.17 apresenta o procedimento de regularização da superfície com o auxílio de lixa acoplada à furadeira.



Figura 4.17: Correção das imperfeições por meio de lixamento da parte superior do corpo-de-prova.

O procedimento de lixamento, executado nesta pesquisa é semelhante ao de retificação por meio de um desbaste superficial que deixa as superfícies dos corpos-de-prova polidas e planas. Trata-se de uma alternativa ao capeamento, apresentado pela norma ABNT NBR 5738: 1994. Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão desta pesquisa, com aqueles obtidos por outros pesquisadores sobre o concreto laterítico, o procedimento de lixamento mostrou-se satisfatório.

a) Resistência à compressão

Os corpos-de-prova submetidos ao ensaio à compressão, apresentaram todos ruptura com processo de fissuração paralela ao campo de tensões de compressão aplicado ao corpo-de-prova, resultando em microfissuração generalizada que ocorria nas imediações da ruptura. Desde que as fissuras foram paralelas ao campo de tensões de compressão aplicado ao sistema em análise, significa que um estado plano de tensões foi estabelecido, suscitando a hipótese da resistência dos agregados lateríticos ser maior ou igual ao da argamassa do concreto. Esta orientação do estado de fissuração, desenvolvido nos protótipos ensaiados, faz com que se classifiquem as rupturas destes corpos-de-prova como do tipo colunar. A Figura 4.18 apresenta um corpo-de-prova com fissuração do tipo colunar. O nível de abertura máxima observado foi de 0,4mm determinado com o auxílio de um fissurômetro.

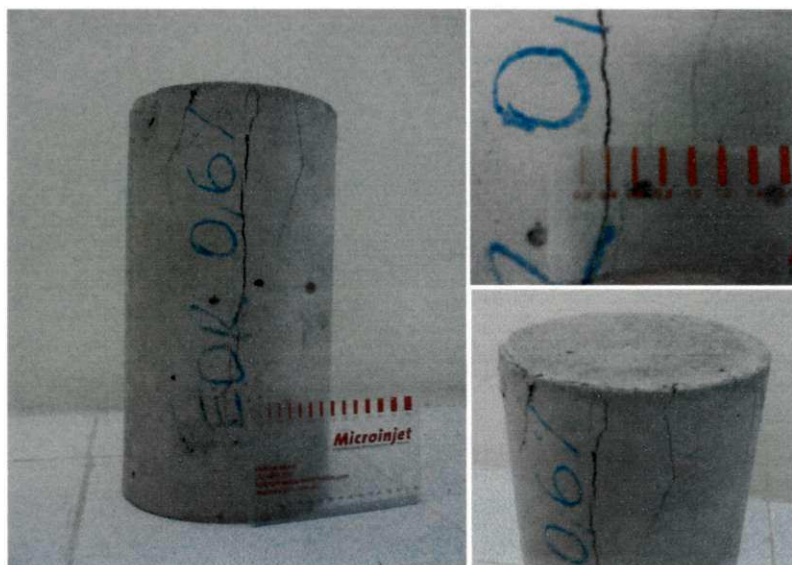



Figura 4.18: Ruptura colunar dos CP's à compressão simples mostrando o nível da abertura das fissuras por meio do fissurômetro.

O processo de lixamento tende a diminuir o atrito entre o concreto e os pratos da prensa. A diminuição do atrito possivelmente evitou o surgimento do chamado falso modo de ruptura à compressão destacado na literatura técnica. Neste modo de ruptura surgem dois sólidos limitados por superfícies cônicas fechadas, cujas bases estão em contato com os pratos superior e inferior da prensa de ensaio.

Conforme apresentado no estado da arte, o verdadeiro modo de ruptura à compressão é o colunar. Portanto, infere-se que o procedimento de lixamento, aparentemente, apresenta resultados satisfatórios na ruptura à compressão simples de corpos-de-prova.

Observa-se, a partir do gráfico da Figura 4.19 e pela Tabela 4.6 que a resistência à compressão dos corpos-de-prova do concreto de referência, foi praticamente a menor entre todos os traços no período de tempo analisado. O concreto com teor de aditivo de 0,8% mostrou-se com a maior resistência aos 28 dias, o que não condiz com o esperado, uma vez que com o teor de aditivo plastificante acima do teor de saturação, há a tendência de exsudação, que neste caso não ocorreu, e com isso uma diminuição na resistência. Além disso, o teor encontra-se acima do recomendado pelo fabricante.

Tabela 4.6: Resistência à compressão média do concreto laterítico.

CP's	f_{cm} (MPa)			
	j = 3 dias	j = 7 dias	j = 28 dias	
 10,0 cm x 20,0 cm	C.R.	21,825	25,913	32,001
	0,4% ad.	24,379	24,655	35,389
	0,6% ad.	27,600	29,678	34,900
	0,8% ad.	22,984	29,393	38,553

Entretanto, como foi apresentado nos estudos de compatibilidade cimento/aditivo, o teor de 0,8% de aditivo encontra-se dentro da zona tampão, o que, ao que foi visto, caracteriza-se como sendo um teor em que não haverá exsudação, mesmo que seja acima do teor de saturação do aditivo. O fator de empacotamento obtido no ensaio de massa unitária máxima de agregados graúdos,

também pode ter contribuído para que não houvesse a exsudação, tornando a pasta mais compacta e, por consequência, apresentando maior resistência.

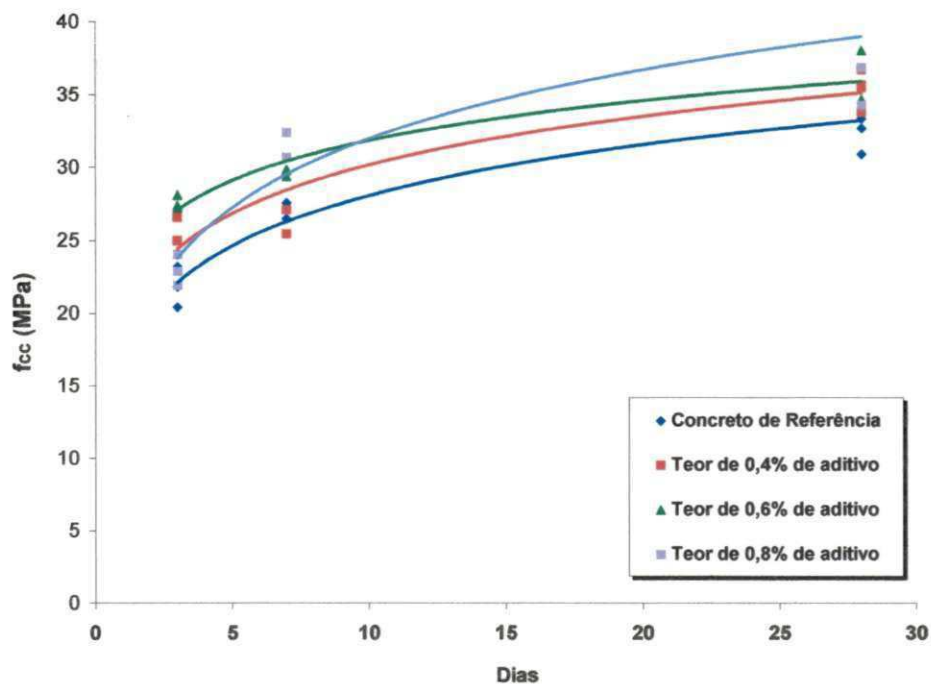


Figura 4.19: Resistência à compressão.

O concreto com 0,8% de aditivo apresentou aumento de sua resistência diferente das demais amostras. Enquanto que os concretos de referência, com 0,4% e 0,6% apresentaram um crescimento proporcional entre si, o concreto com 0,8% de aditivo desenvolveu sua resistência mais rapidamente ao longo do período de estudo.

Fica visível no gráfico de colunas da Figura 4.20 que todos os concretos atendem à especificação de resistência mínima à compressão para concretos estruturais estabelecidos pela norma ABNT NBR 6118: 2003, de 20,0 MPa. Os resultados foram alcançados logo aos sete dias de moldagem, mostrando que o concreto laterítico produzido, mesmo sem a presença de aditivos, pode ser usado estruturalmente, corroborando os resultados de pesquisas anteriores.

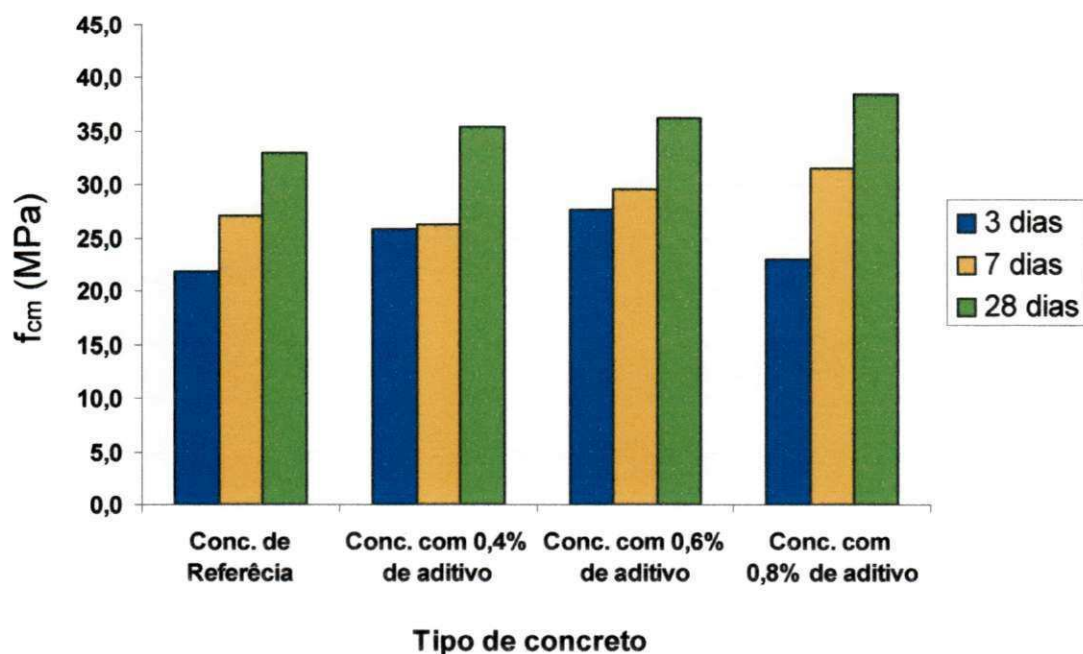


Figura 4.20: Evolução da resistência média do concreto à compressão.

O gráfico da Figura 4.21 apresenta um interessante comportamento onde, aos 19 dias de idade, aproximadamente, todas as dosagens de concreto apresentam a mesma razão entre as resistências à compressão f_{cj} e f_{c28} .

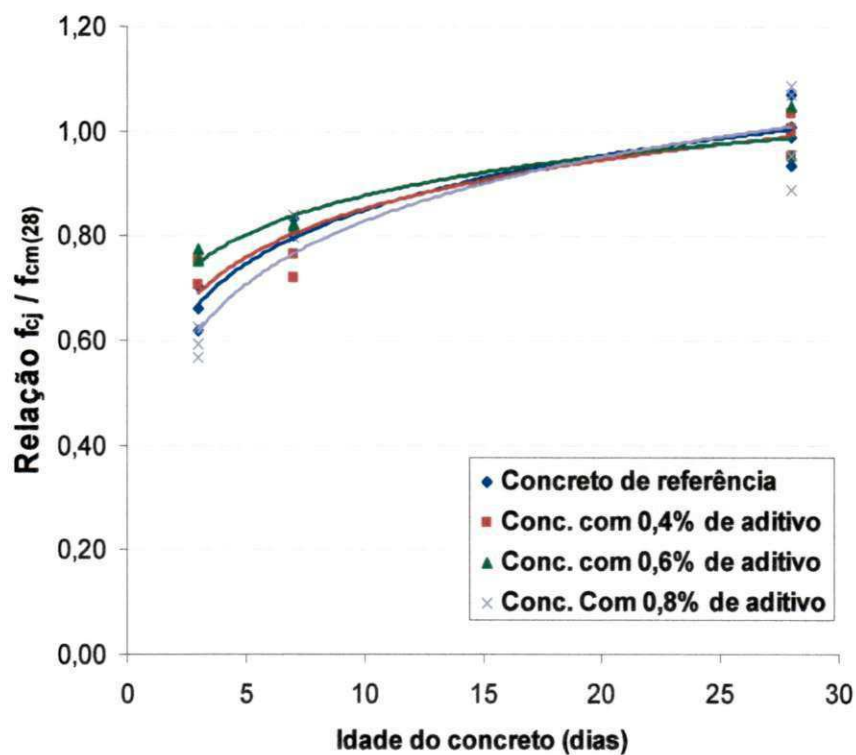
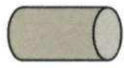


Figura 4.21: Variação da resistência à compressão com a idade.

4.5.2.1 Resistência à tração indireta por compressão diametral

Os valores médios da resistência à tração indireta f_{ctm} , obtidos pelo ensaio de tração indireta por compressão diametral estão apresentados na Tabela 4.7. As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam a evolução das resistências à tração aos 3, 7 e 28 dias após a data de moldagem.

Tabela 4.7: Resistência média do concreto laterítico à tração indireta por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$).

CP's	$f_{ctm,sp}$ (MPa)			
	j = 3 dias	j = 7 dias	j = 28 dias	
 15,0 cm x 30,0 cm	C.R.	2,297	2,585	2,662
	0,4% ad.	2,437	2,361	2,783
	0,6% ad.	2,667	2,888	3,237
	0,8% ad.	2,285	2,228	2,834

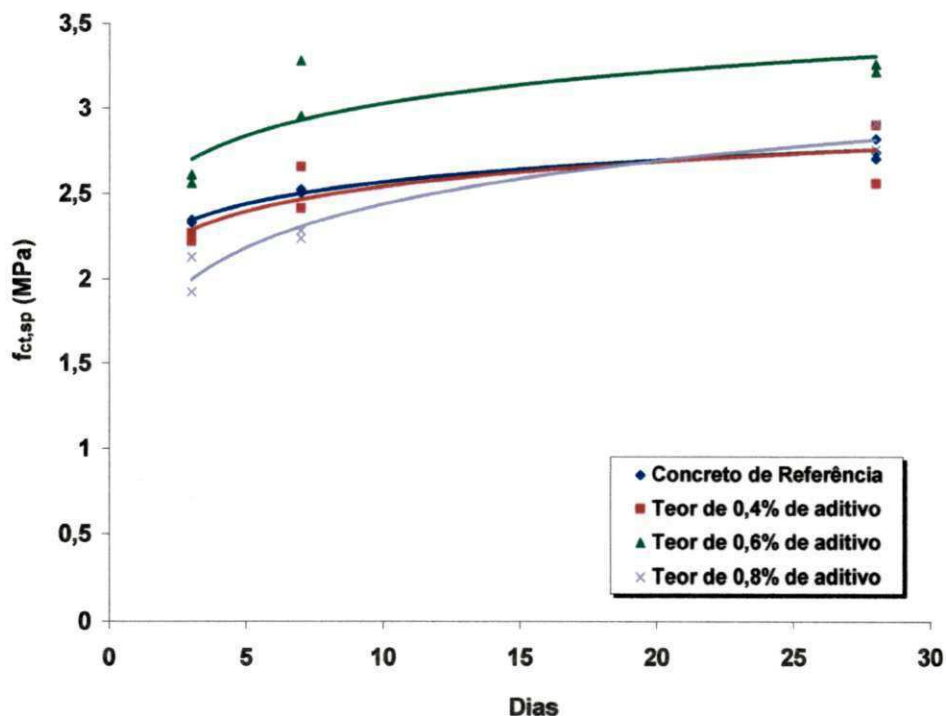


Figura 4.22: Evolução da resistência média à tração indireta por compressão diametral “versus” idade do concreto em dias.

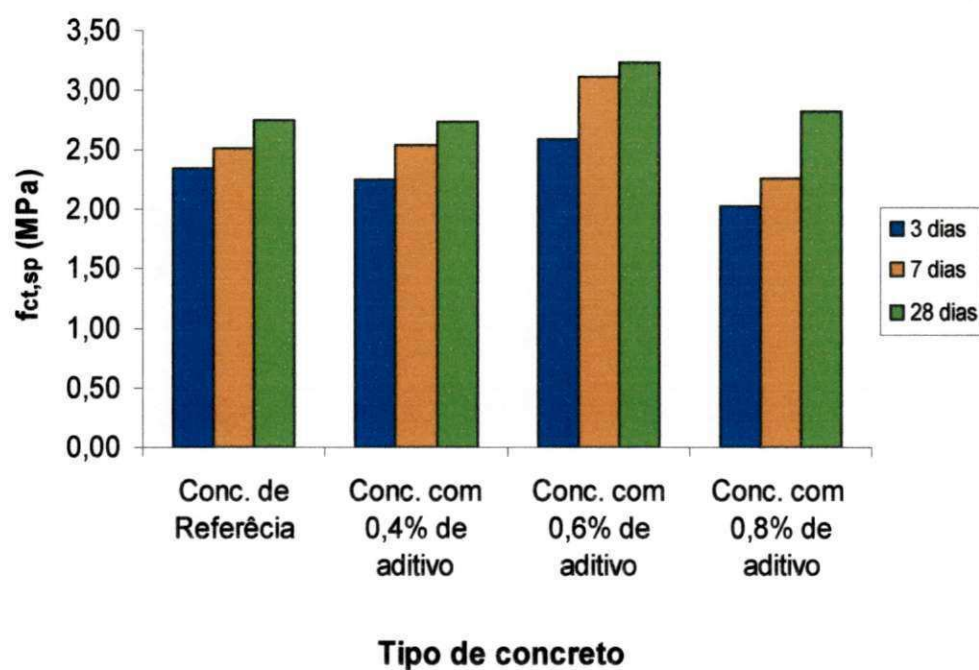


Figura 4.23: Evolução da resistência dos concretos à tração indireta por compressão diametral.

Os corpos-de-prova ensaiados à tração indireta por compressão diametral apresentaram ruptura paralela à sua geratriz, conforme ilustra a Figura 4.24.

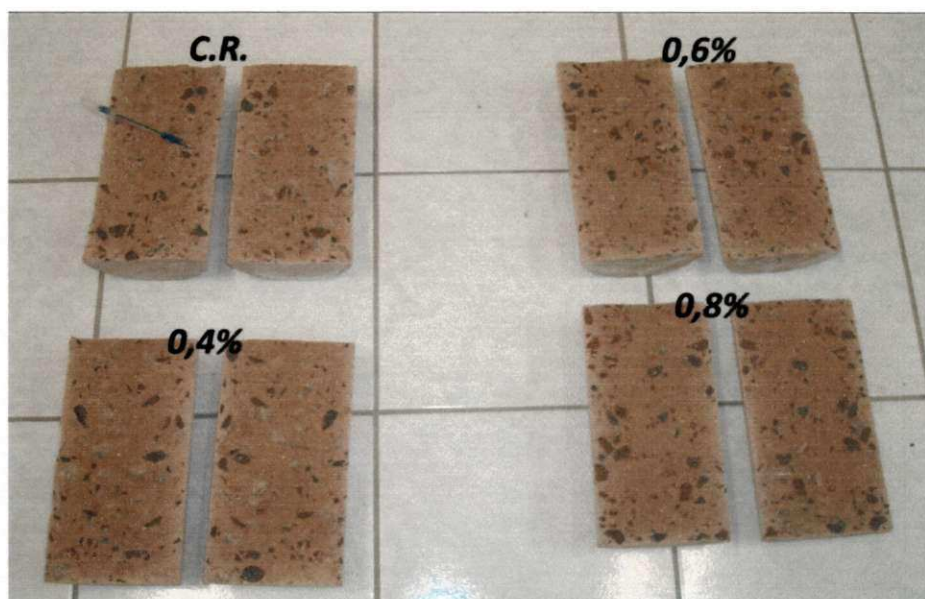


Figura 4.24: Aspecto do concreto produzido para $j = 3$ dias.

Verificou-se que nos corpos-de-prova de concreto:

- Os vazios presentes tinham dimensões menores que 4mm;
- Nas primeiras idades, foram poucos os agregados rompidos nas seções diametrais dos corpos-de-prova;
- O adensamento mostrou-se uniforme, não apresentando concentração de agregados graúdos na parte inferior do corpo-de-prova. Isto mostra que não houve segregação;
- Observou-se presença de umidade no interior dos corpos-de-prova, mesmo com 48 horas fora do tanque de cura.

Excesso de partículas rompidas poderia ser indício de que o agregado é pouco resistente. Entretanto, em vários corpos-de-prova rompidos nas primeiras idades haviam vazios deixados pelos agregados. Isto pode significar também que nestas idades não havia ainda boa aderência entre o agregado e a argamassa.

A Figura 4.25 ilustra um esquema do que foi observado em relação ao número de agregados rompidos na seção diametral para corpos-de-prova ensaiados nas idades j igual a 3, 7 e 28 dias. O número de agregados rompidos na seção diametral foi proporcional as idades em que os ensaios foram realizados. Na Figura 4.26 observa-se a situação real com a identificação dos vazios deixados pelos agregados.

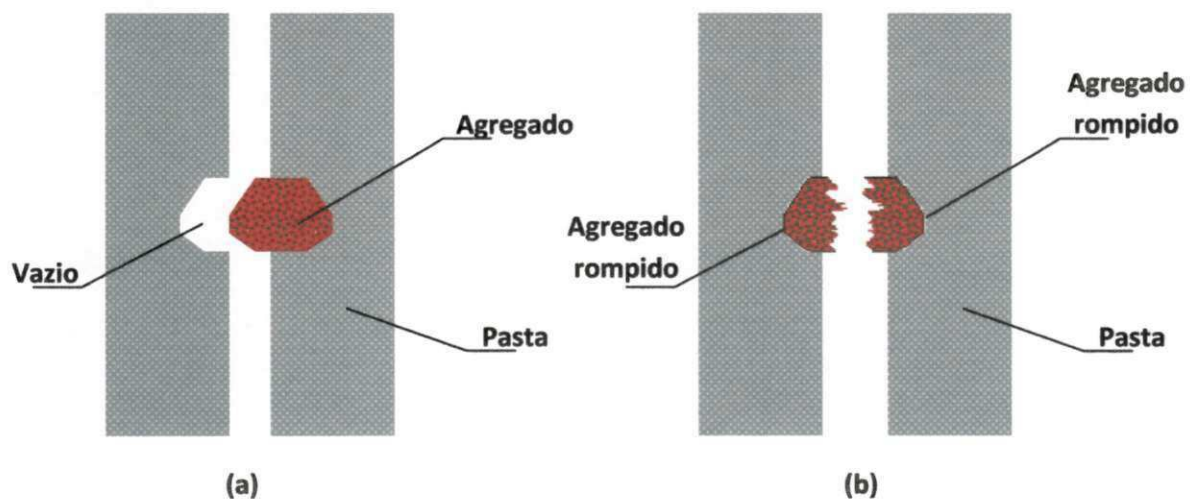


Figura 4.25: a) Para idades de $j=3$ dias há menor concentração de agregados rompidos na seção diametral do corpo-de-prova (b) Para idades de $j=28$ dias observa-se maior concentração de agregados rompidos.



Figura 4.26: Vazios ocupados deixados pelos agregados na argamassa após o ensaio à tração indireta por compressão diametral.

Durante o experimento foram utilizados dois tipos de madeira para as taliscas que distribuíam as forças ao longo da geratriz, Mogno e Pinus Americano, uma vez que a madeira do tipo Mogno era de difícil obtenção. Foi observado que o Pinus Americano desenvolveu uma ruptura não linear ao longo da geratriz, fragmentando o corpo-de-prova. A Figura 4.27 apresenta a ruptura com este tipo de madeira.

Analisando a talisca de Pinus Americano observa-se que antes do ensaio a seção transversal era de 1,0cm x 1,0cm e, após o ensaio, 2,0cm x 0,7cm. Inicialmente, as taliscas de Pinus Americano foram postas na estufa para verificar se o problema estava relacionado com a umidade da madeira, que fora cerrada recentemente. Entretanto, a geometria da ruptura continuou e, possivelmente, o problema é causado pelas propriedades mecânicas da madeira.

A norma ABNT NBR 7222: 1994¹⁹⁶ estabelece para dimensões das taliscas, valores de base $4,5\text{cm} \pm 0,3\text{cm}$ e altura de $3,5\text{mm} \pm 0,5\text{mm}$, para corpos-de-prova com diâmetros de 15,0 cm. A norma americana ASTM C 496-71¹⁹⁷ estabelece uma largura fixa de 25,0mm para os calços ou taliscas. Como a madeira Pinus deformou em média

¹⁹⁶ ABNT NBR 7222: 2002: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova.

¹⁹⁷ ASTM C496 / C496M - 04e1 Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens

até 20,0mm ao fim do ensaio, pode-se considerar que está mais próxima do estabelecido pela norma americana.



Figura 4.27: Influência da madeira no comportamento da fissuração dos corpos-de-prova no ensaio de tração indireta à compressão diametral: com talisca de Pinus Americano - à esquerda - e com Mogno - à direita.

Em relação aos valores obtidos para resistência à tração indireta por compressão diametral, não foram verificadas diferenças superiores a 10% entre os corpos-de-prova ensaiados. Mas, pelo reduzido número de corpos-de-prova por data de ruptura, preferiu-se utilizar o Mogno para o restante dos testes.

A relação entre resistência dos concretos à tração indireta por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e à resistência média à compressão uniaxial (f_{cm}) para os quatro concretos estudados, nas idades de 3, 7 e 28 dias foi da ordem de 10%. A Tabela 4.8 apresenta as razões entre as duas resistências, obtendo-se valores que variam entre 7,04% e 10,52%. Observa-se que a relação $f_{ct,sp} / f_{cm} = 10\%$ diminui com o aumento da idade do concreto.

Tabela 4.8: Razão entre as resistências médias à compressão e a resistência média à tração indireta por compressão diametral.

DIAS	Compressão x Tração indireta por compressão diametral								
	f_{cm} (MPa)			$f_{ct,sp}$ (MPa)			$(f_{ct,sp}/f_{cm}) \times 100\%$		
	j=3	j=7	j=28	j=3	j=7	j=28	j=3	j=7	j=28
Concr. de Ref.	21,825	27,044	33,038	2,297	2,585	2,662	10,52%	9,55%	8,06%
Teor de 0,4%	25,797	26,283	35,390	2,437	2,361	2,783	9,44%	8,98%	7,86%
Teor de 0,6%	27,600	29,678	36,280	2,667	2,888	3,237	9,66%	9,73%	8,92%
Teor de 0,8%	22,984	31,546	38,553	2,285	2,228	2,834	9,94%	7,06%	7,04%

4.5.2.2 Resistência à tração na flexão

As Figuras 4.28a e 4.28b apresentam o corpo-de-prova prismático no ensaio de tração na flexão antes e após a sua ruptura ocorrida em seção transversal entre as seções das forças aplicadas. A Tabela 4.9 apresenta o desenvolvimento das resistências à tração dos traços de concreto estudados nas idades de 3, 7 e 28 dias.

Todos os corpos-de-prova ensaiados apresentaram ruptura em seção transversal do terço médio do vão. Este fato está de acordo com a teoria estabelecida para a ruptura de corpos-de-prova prismáticos à flexão, com a disposição de forças utilizada, na qual a maior tensão ocorre nas fibras inferiores, entre os pontos de aplicação das forças, por serem máximos os momentos fletores na região central.




(a)



(b)

Figura 4.28: Ensaio de resistência à tração na flexão no corpo-de-prova prismático: antes do ensaio (a) e após a ruptura (b).

Tabela 4.9: Valores médios da resistência à tração na flexão ($f_{ctm,fl}$) nos corpos-de-prova ensaiados.

CP's	$f_{ctm,fl}$ (MPa)			
	j = 3 dias	j = 7 dias	j = 28 dias	
 15,0 cm x 15,0 cm x 75,0 cm	C.R.	2,19	2,39	2,86
	0,4% ad.	2,27	2,28	3,58
	0,6% ad.	2,34	2,52	3,93
	0,8% ad.	2,25	2,40	3,64

Na Tabela 4.9 e Figura 4.29 observa-se que o concreto de referência apresentou a menor variação da resistência à tração na flexão – 0,67MPa – no intervalo entre 3 e 28 dias; o que corresponde a um aumento de 30,6%. Para os concretos com aditivos os aumentos de resistências à flexão estiveram entre 57,7% e 67,9% e 61,8% relativos aos 3 dias de idade.

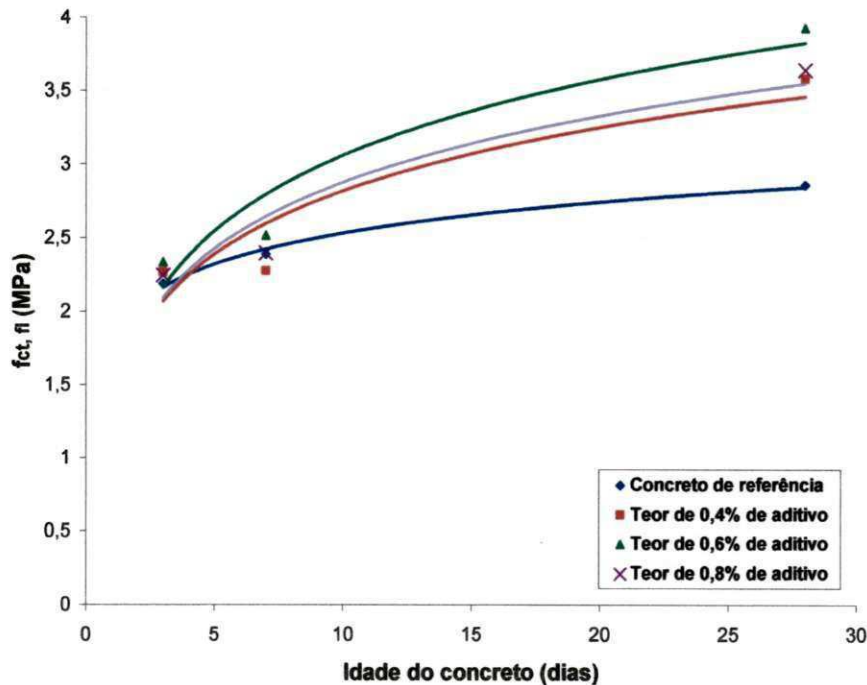


Figura 4.29: Comportamento da resistência do concreto laterítico à tração na flexão “versus” tempo.

A partir da Tabela 4.10 pode-se verificar que as diferenças entre as resistências à tração indireta por compressão diametral e à tração indireta por flexão foram no máximo da ordem de $\pm 28\%$. A Figura 4.30 compara os dados obtidos para as

resistências à tração por compressão diametral e por flexão. Nela, é possível perceber que o concreto submetido ao ensaio brasileiro, em geral, apresenta-se com maiores resultados do que os obtidos por flexão.

Tabela 4.10: Razão entre as resistências à tração indireta por compressão diametral pela resistência à tração na flexão.

$f_{ctm,sp} / f_{ctm,fl}$			
Dias	j=3 dias	j=7 dias	j=28 dias
Concreto de referência	0,95	0,92	1,07
Teor de 0,4% de aditivo	0,93	0,82	1,51
Teor de 0,6% de aditivo	0,88	0,87	1,21
Teor de 0,8% de aditivo	0,98	1,08	1,28

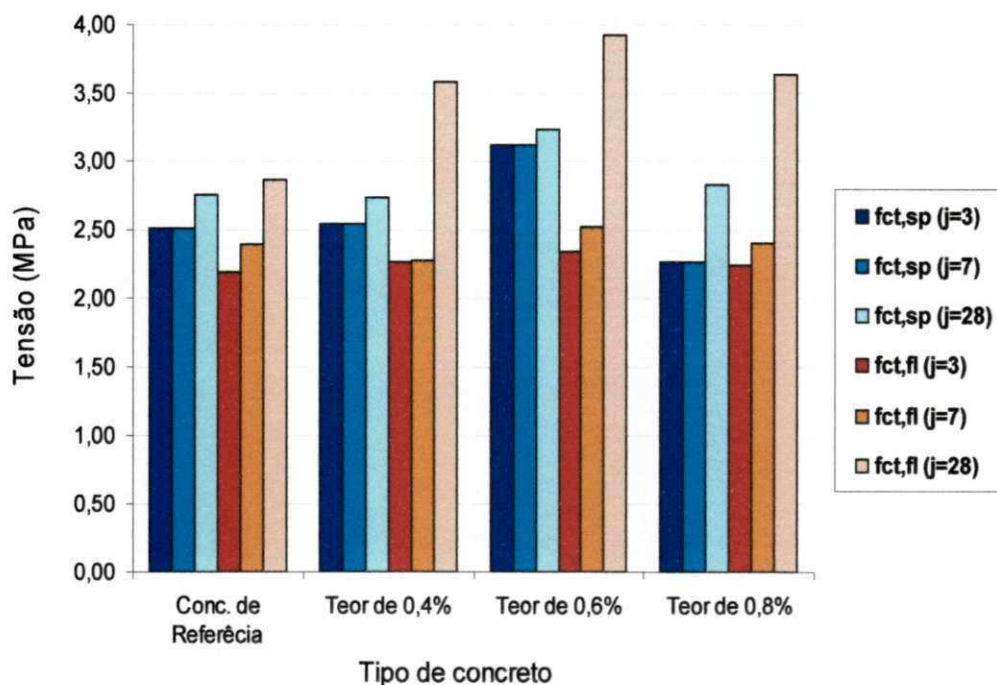


Figura 4.30: Comparação entre os ensaios de tração indireta por compressão diametral e por flexão para cada traço de concreto nas idades de 3, 7 e 28 dias.

Conforme comentado na literatura¹⁹⁸ a resistência à tração obtida através do ensaio à flexão conduz a valores mais altos do que os obtidos pela tração indireta por

¹⁹⁸ SOBRAL, Hernani Sávio, *Propriedades do concreto endurecido*. 4.ed. São Paulo, ABCP, 1997.

compressão diametral. Isto porque o ensaio à flexão pressupõe que a tensão é proporcional à distância a linha neutra da viga. Ou seja, considera uma distribuição linear, o que nas proximidades da ruptura não ocorre.

4.5.2.3 Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson

Antes do ensaio, para a determinação do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson por ciclos de carregamento, os corpos-de-prova foram analisados por ultra-sonografia com o PUNDIT. Entretanto a ultra-sonografia foi realizada apenas nos corpos-de-prova com 28 dias. A Figura 4.31 ilustra o ensaio descrito.



Figura 4.31: Ensaio de Ultra-sonografia para determinação do Módulo de Elasticidade em corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm com $j=28$ dias.

Para o cálculo do coeficiente de Poisson, obtido pelo equipamento compressômetro-expansômetro do Laboratório de Estruturas, tem-se o fator de correção da excentricidade $e = 0,333$. A Figura 4.32 ilustra o ensaio para a determinação do módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

A Figura 4.33 ilustra as curvas obtidas do módulo de elasticidade E_{ci} “versus” tempo. O concreto com teor de 0,8% apresentou comportamento diferente dos demais; aos três dias apresenta o módulo de elasticidade inferior aos demais concretos, entretanto, apresenta uma evolução da resistência mais rápida que os demais, obtendo os maiores resultados para o módulo de elasticidade.



Figura 4.32: Verificação da deformação do concreto com compressômetro-expansômetro.

Segundo Monteiro, Helene & Kang (1993)¹⁹⁹ o módulo de elasticidade depende primeiramente da resistência da matriz e da adesão com o agregado. Como a relação a/c e o teor de cimento e agregados foram mantidos constantes, o módulo de elasticidade é função da matriz. Neste caso, a adição de um alto teor de aditivo, sem que haja exsudação, deve ter retardado o aumento da resistência da zona de transição nos primeiros dias, desenvolvendo um processo de cristalização mais lento. Esse processo pode justificar uma menor resistência nesta região nos primeiros dias e, por conseguinte, do módulo de elasticidade do concreto com teor de 0,8% de aditivo.

A Figura 4.34 apresenta a comparação obtida entre os módulos de elasticidade obtidos por ciclos de carregamento (E_{ci}) e por ensaios de ultra-som (E_{dyn}). No ensaio de ultra-som optou-se pela comparação do módulo dinâmico, pois se relaciona unicamente com os efeitos elásticos do concreto, sem levar em conta as deformações obtidas pela fluência. Dessa maneira, os resultados serão mais próximos do módulo tangente inicial determinado no ensaio estático.

Conforme apresentado na revisão, aditivos plastificantes em altos teores tendem a introduzir ar na mistura. E como o teor de 0,8% é acima do recomendado pelo fabricante, e também foi verificada grande presença de bolhas durante a concretagem, isto leva a crer que o pequeno módulo de elasticidade pelo ensaio de ultra-sonografia, para este teor, foi dado pela presença de bolhas de ar.

¹⁹⁹ MONTEIRO, P. J. M.; HELENE, P.R.L.; KANG, S.H.; Designing concrete mixtures for strength, elastic modulus and fracture energy, Materials and Structures, chapt 26, p. 443-452, paper, 1993.

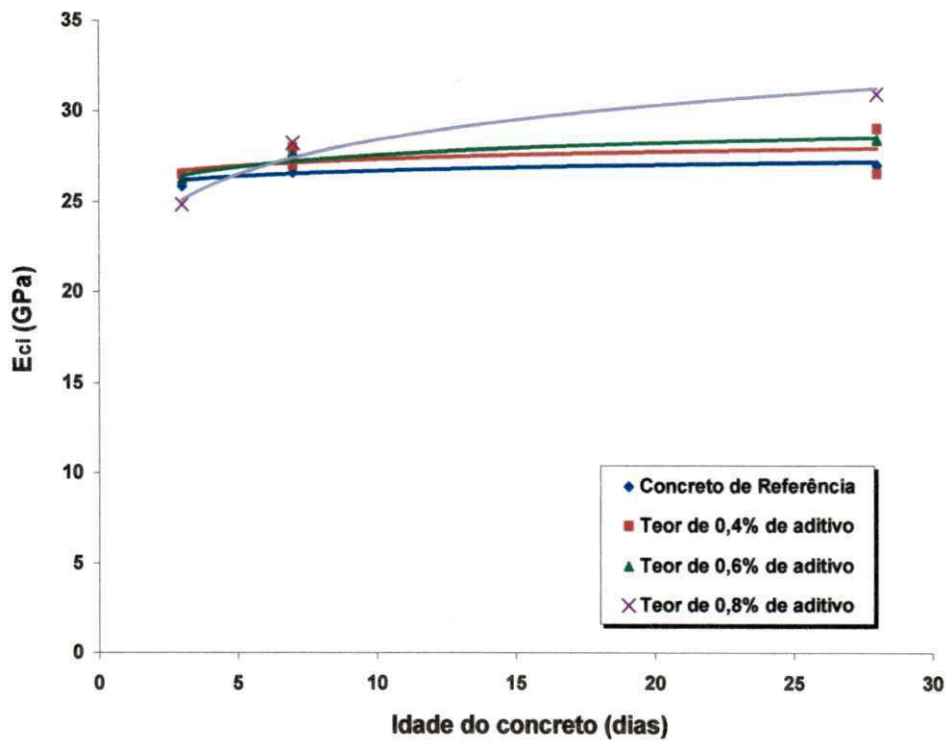


Figura 4.33: Módulo de elasticidade estático E_{ci} “versus” idade do concreto laterítico.

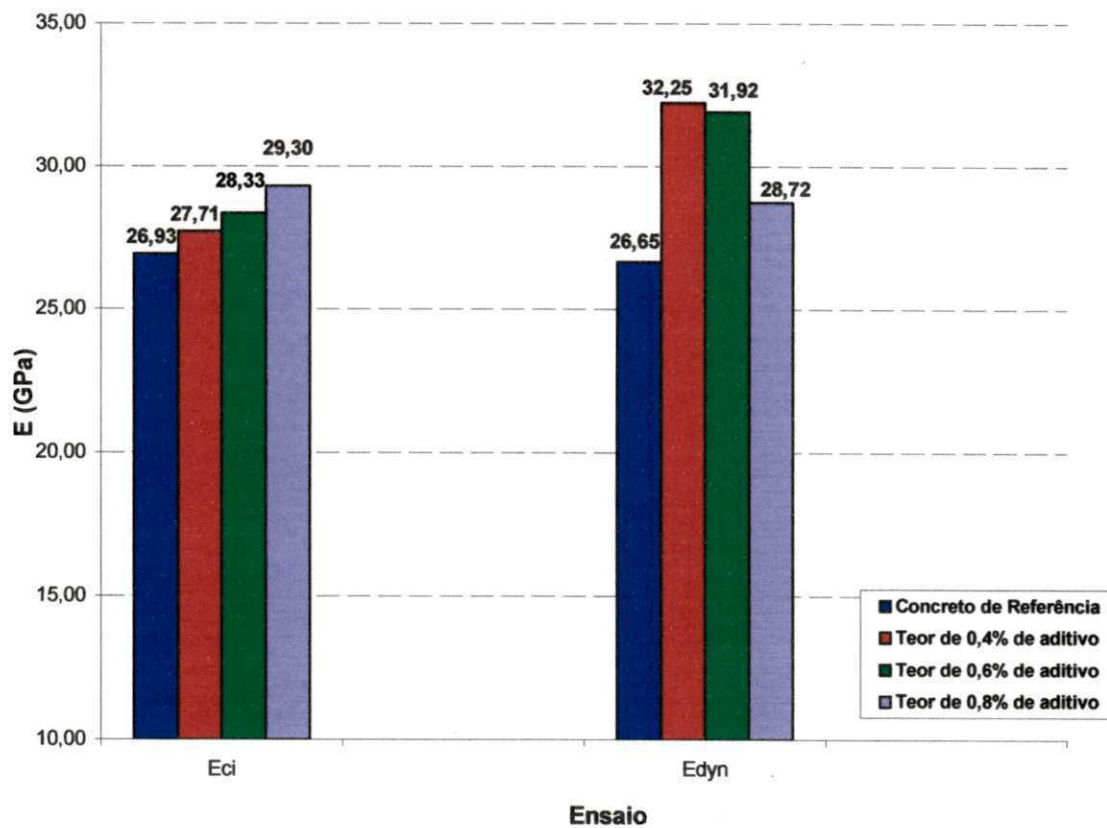


Figura 4.34: Comparação entre os módulos de elasticidade obtidos pelo método dos ciclos de carregamento (E_{ci}) e por ultrassonografia (E_{dyn}).

Observando-se a Tabela 4.11 pode-se verificar que, os valores do módulo de elasticidade E_{ei} , obtidos através da ABNT NBR 8522:2003 apresentam-se coerentes com os obtidos por meio do ensaio de ultra-sonografia dinâmico E_{dyn} . Em relação às expressões teóricas propostas pelos órgãos normativos ABNT, ACI e CEB, pode-se concluir que os valores dos módulos de elasticidade obtidos experimentalmente, tanto por ciclos de carregamento quanto por ultra-som, são inferiores aos obtidos por meio das expressões teóricas citadas.

A variação do teor de aditivo não influenciou significativamente nos módulos de elasticidade obtidos experimentalmente e por meio das expressões teóricas dos três órgãos normativos retromencionados.

Tabela 4.11: Comparação entre os módulos de elasticidade teóricos e os obtidos experimentalmente.

	f_{cm28} (MPa)	CP (j= 28)	EXPERIMENTAL (GPa)				TEÓRICO (GPa)		
			ABNT NBR 8522: 2003	Ultra-som		$E_{ei} - E_{dyn}$	ABNT NBR 6118: 2003	ACI	CEB
				Eestático	Edinâmico				
Concreto de Referência	33,038	CP 45	26,93	16,00	26,80	0,13	35,26	35,04	32,05
		CP 44	26,93	15,90	26,50	0,43			
Concreto com 0,4% de aditivo	35,390	CP 71	25,47	21,80	31,00	5,53	36,29	36,06	32,79
		CP 74	28,94	23,00	33,00	4,06			
Concreto com 0,6% de aditivo	36,280	CP 110	28,37	20,00	30,00	1,63	36,67	36,44	33,07
		CP 107	28,29	22,50	32,60	4,31			
Concreto com 0,8% de aditivo	38,553	CP 154	30,84	17,90	29,00	1,84	37,63	37,39	33,74
		CP 155	30,15	18,10	29,10	1,05			

Analisando-se os resultados obtidos pela ABNT NBR 8522: 2003, pode-se inferir que para os concretos lateríticos estudados a variação do módulo de elasticidade não se processou na mesma variação da resistência à compressão. Observa-se que houve um incremento na resistência à compressão média do concreto f_{cm} , dos CP's ensaiados, no entanto a evolução do módulo de elasticidade nos mesmos períodos de tempo é

pouco significativa. As Figuras 4.35 a 4.38 ilustram isso melhor; nota-se uma evolução da resistência à compressão, diferente da evolução do módulo de elasticidade.

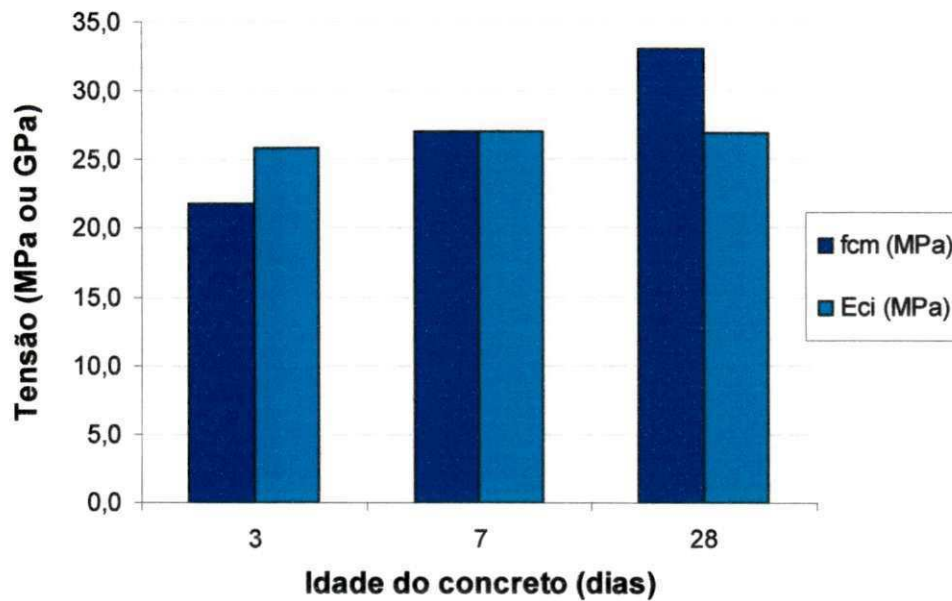


Figura 4.35: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto de referência.

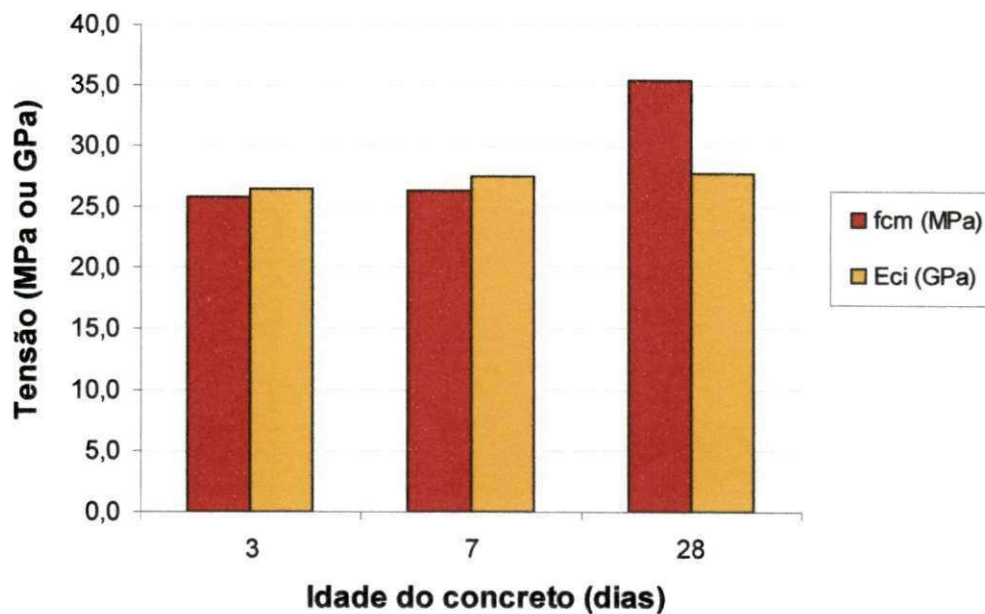


Figura 4.36: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,4% de aditivo.

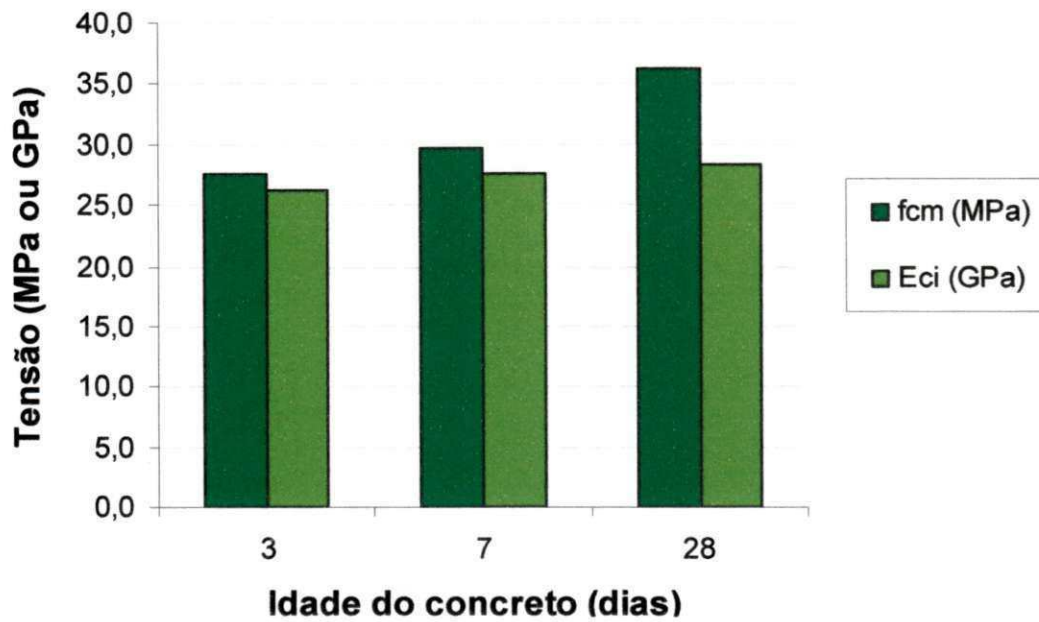


Figura 4.37: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,6% de aditivo.

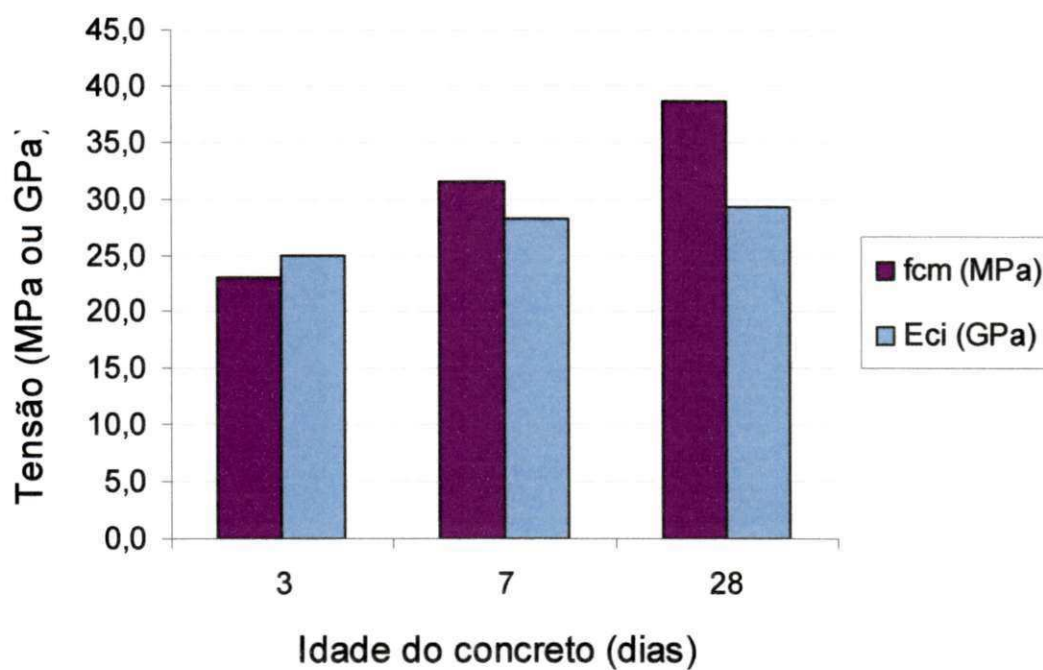


Figura 4.38: Evolução da resistência à compressão e do módulo de elasticidade para o concreto com 0,8% de aditivo.

A Figura 4.39 mostra a relação entre o coeficiente de Poisson “versus” idade do concreto em dias. Os valores obtidos nessa pesquisa para o coeficiente de Poisson variam de 0,20 a 0,35.

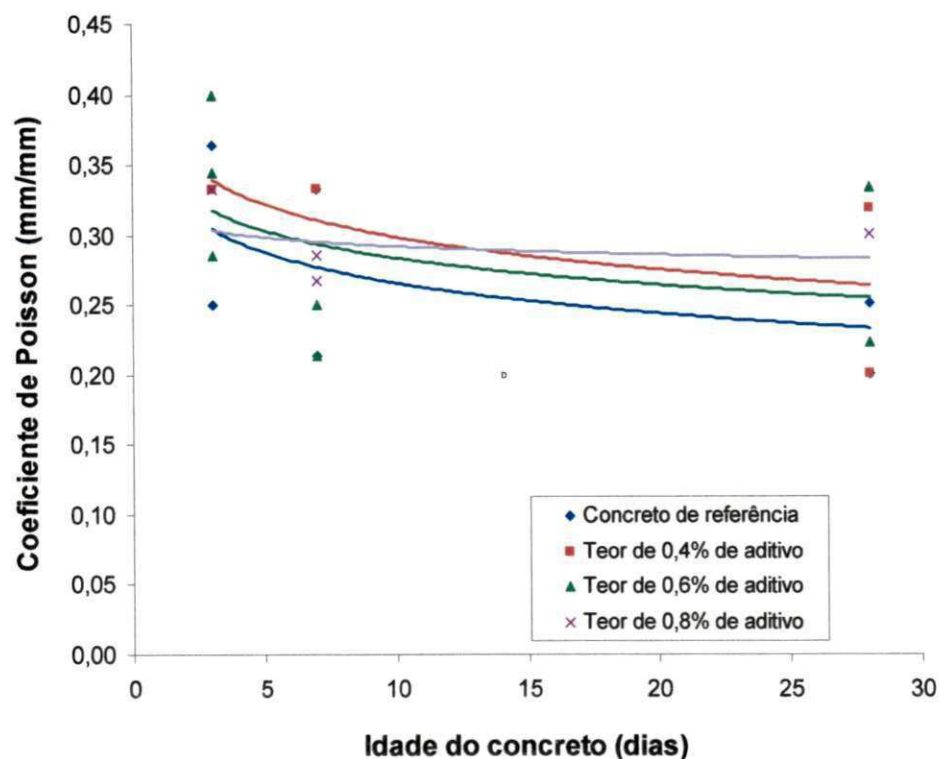


Figura 4.39: Comportamento do coeficiente de Poisson “versus” idade do concreto.

Chagas Filho (2005) utilizando agregados lateríticos com adição de sílica ativa obteve para o coeficiente de Poisson resultados semelhantes variando no intervalo 0,25 a 0,34. A norma ABNT NBR 6118: 2003, estabelece que “*Para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2*”.

Observando-se a Figura 4.39 vê-se que aos 3 dias de idade, os valores do coeficiente de Poisson para as 4 dosagens, variaram aproximadamente de 0,05. Ao longo do tempo, todos, com exceção da dosagem de 0,8%, apresentam o mesmo comportamento. Para a dosagem do concreto com 0,8% o coeficiente de Poisson apresenta-se praticamente constante ao longo do tempo. Neville (1982)²⁰⁰ afirma que,

²⁰⁰ NEVILLE, Adam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giannusso. – São Paulo: Pini, 1982.

em geral, o coeficiente de Poisson não se altera, indicando que as deformações longitudinal e transversal estão na mesma razão que as deformações elásticas correspondentes.

4.5.2.4 Curva tensão-deformação do concreto

A Tabela 4.12 apresenta os valores das tensões e deformações obtidos no ensaio para a determinação da curva tensão-deformação para cada mistura de concreto. As parcelas de tensão aplicadas são derivadas do valor do f_c de cada dosagem de concreto, obtidos a partir da ABNT NBR 8522: 2003.

Observa-se que para o concreto de referência, os corpos-de-prova desenvolveram tensões até 90% do valor de f_c estabelecido para os 28 dias de idade. Os corpos-de-prova de concreto com o teor de 0,4% de aditivo romperam-se com valor de 110% da tensão de ruptura para eles estabelecidos e os concretos com teores de 0,6% e 0,8% apresentaram tensões de ruptura de 120% de f_c para suas respectivas misturas.

A norma ABNT NBR 8522: 2003 estabelece uma faixa de $\pm 20\%$ do valor da resistência à compressão obtida ou estimada, f_c , para a resistência efetiva f_{cef} dos corpos-de-prova ensaiados, para que os resultados sejam considerados válidos. Portanto, todos os concretos produzidos atendem a especificação normativa do ensaio.

A Figura 4.40 apresenta as curvas tensão “versus” deformação para as quatro dosagens estudadas desenvolvidas a partir dos dados da Tabela 4.12. Observa-se que apenas o concreto com teor de 0,8% de aditivo ultrapassa o limite de deformação máxima de 2,0% na compressão. Lembrar que este é o valor, da reta b, compressão uniforme, dos domínios do estado limite último de uma seção transversal, estabelecidos pela ABNT NBR 6118: 2003.

Tabela 4.12: Resultados obtidos dos ensaios para a determinação das curvas tensão-deformação de cada um dos concretos estudados.

		f_c										
		0,5 MPa	20%	30%	40%	50%	60%	80%	90%	100%	110%	120%
C.R.	σ (MPa)	0,50	5,13	7,70	10,27	12,84	15,40	17,97	20,54	-	-	-
	ε (mm/mm)	0,017	0,200	0,300	0,400	0,600	0,800	0,800	1,333	-	-	-
0,4% Ad.	σ (MPa)	0,50	5,66	8,49	11,32	14,16	16,99	19,82	22,65	25,48	28,31	-
	ε (mm/mm)	0,000	1,160	0,267	0,400	0,567	0,733	0,867	1,133	1,400	1,900	-
0,6% Ad.	σ (MPa)	0,5	5,51	8,26	11,01	13,76	16,52	19,27	22,02	24,77	27,26	30,28
	ε (mm/mm)	0,017	0,167	0,300	0,400	0,567	0,700	0,800	1,000	1,133	1,333	1,533
0,8% Ad.	σ (MPa)	0,50	6,17	9,25	12,34	15,42	18,51	21,59	24,67	27,76	30,84	33,93
	ε (mm/mm)	0,017	0,233	0,400	0,533	0,667	0,867	1,033	1,233	1,400	1,733	2,067

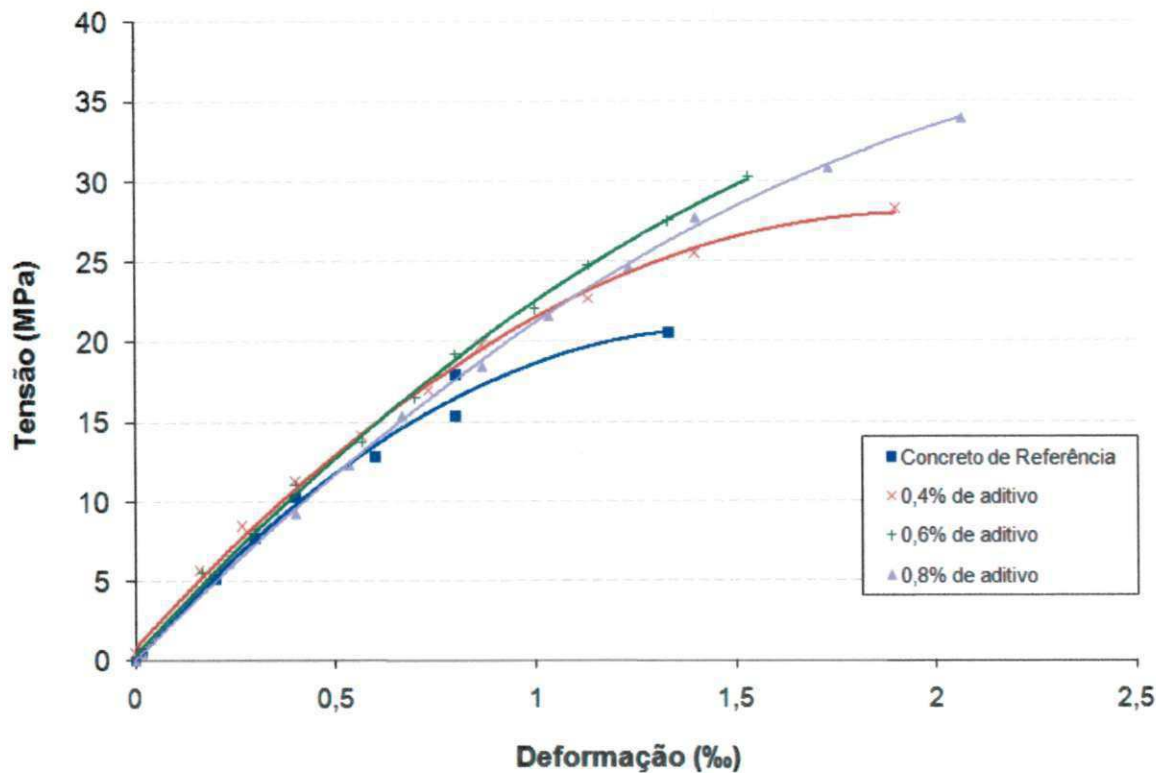


Figura 4.40: Curva tensão-deformação das diversas dosagens de concreto na idade de 28 dias.

Como era de se esperar, todas as curvas são características de materiais frágeis, desenvolvendo comportamento não linear. Os concretos com teores de 0,6% e 0,8% apresentaram uma ruptura brusca. A ruptura brusca pode ter sido ocasionada pela inexistência de uma tensão residual por causa do atrito entre as estruturas fraturadas do corpo-de-prova. Neste caso, as fissuras na matriz se desenvolveram tanto, que a fragmentação pode ter impedido que houvesse uma resistência residual.

Os resultados obtidos para as curvas tensão-deformação são semelhantes aos dos concretos convencionais. Corrobora as afirmações de Bhishma e Kishore (2010)²⁰¹ trabalhando com agregados reciclados com características angulares e porosidade superior ao de agregados graúdos convencionais. Afirmam os autores, que não há grandes diferenças entre as curvas obtidas experimentalmente e os modelos matemáticos propostos para concretos com agregados convencionais.

Assim como todas as outras medidas obtidas, o concreto laterítico contendo 0,8% de aditivo obteve a maior resistência à compressão, no entanto, para o teor de

²⁰¹ BHIKSHMA, V.; KISHORE, R.; Development of stress-strain curves for recycled aggregate concrete, University College of Engineering, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing); vol. 11, nº2, 253-261 pp., 2010.

0,6% de aditivo – valor ideal – o concreto apresentou-se com maior módulo de elasticidade e menos deformável. Observa-se pela Figura 4.40 que o concreto com 0,8% de aditivo apresentou até tensões da ordem de 12 MPa, deformações superiores aos concretos com 0,0%, 0,4% e 0,6% de aditivo.

As resistências obtidas pelo concreto com teor de aditivo de 0,8% nos primeiros dias, sempre se apresentavam inferiores aos demais, para todos os corpos-de-prova ensaiados. Assim as resistências nas primeiras idades foram menores; provavelmente, essa característica deve ter sido desenvolvida pelo retardamento no início da pega do concreto pelo alto teor de aditivo; desta maneira, os demais concretos apresentavam-se mais resistentes nos primeiros dias do que o concreto com 0,8% de plastificante. Dado que a porosidade na zona de transição é função do tempo, o retardamento na pega também pode ter afetado esta região, tornando-a mais porosa do que o resto da matriz nos primeiros dias, quando comparado com os outros concretos estudados. O atraso no início de pega tornou o concreto mais deformável que os demais como pode ser visto até aproximadamente 30% da tensão.

Aditivos plastificantes à base de lignosulfonato tendem a incorporar ar quando usado em altas concentrações. Assim, outra hipótese a ser levantada para justificar este comportamento, pode ser a quantidade de ar incorporado para o teor de 0,8%, que foi visivelmente superior aos demais concretos. O ar incorporado no concreto no estado fluido produz a formação de bolhas de ar gerando vazios na matriz do concreto endurecido. Esses vazios não oferecem resistência mecânica e ainda desenvolvem caminhos preferenciais de propagação das fissuras na matriz.

Com o aumento da idade do concreto, aumenta o processo de hidratação do cimento e diminui a porosidade na zona de transição, preenchendo os vazios na pasta tornando-a mais compacta. Este fato pode justificar o aumento de resistência do concreto com 0,8% de aditivo, até tornar-se superior aos demais aos 28 dias de idade.

Metha e Monteiro (1994) apresentam na Figura 2.18 que o desenvolvimento da fissuração no concreto até a sua ruptura está dividido em quatro etapas. A Tabela 4.13 apresenta os valores que dividem as curvas de cada dosagem para estas etapas de fissuração. As Figuras 4.41, 4.42, 4.43 e 4.44 apresentam as mesmas curvas tensão “versus” deformação com respectivos estágios de fissuração.

Tabela 4.13: Valores das tensões efetivas obtidas nos gráficos tensão “versus” deformação, e respectivos valores de tensões para os estágios de fissuração no corpo-de-prova.

Concreto	30% f_{cef}	50% f_{cef}	75% f_{cef}	100% f_{cef}
	MPa			
C.R.	6,16	10,27	15,40	20,54
0,4% Ad.	8,49	14,16	21,23	28,31
0,6% Ad.	9,08	15,140	22,71	30,28
0,8% Ad.	10,18	16,93	25,45	33,93

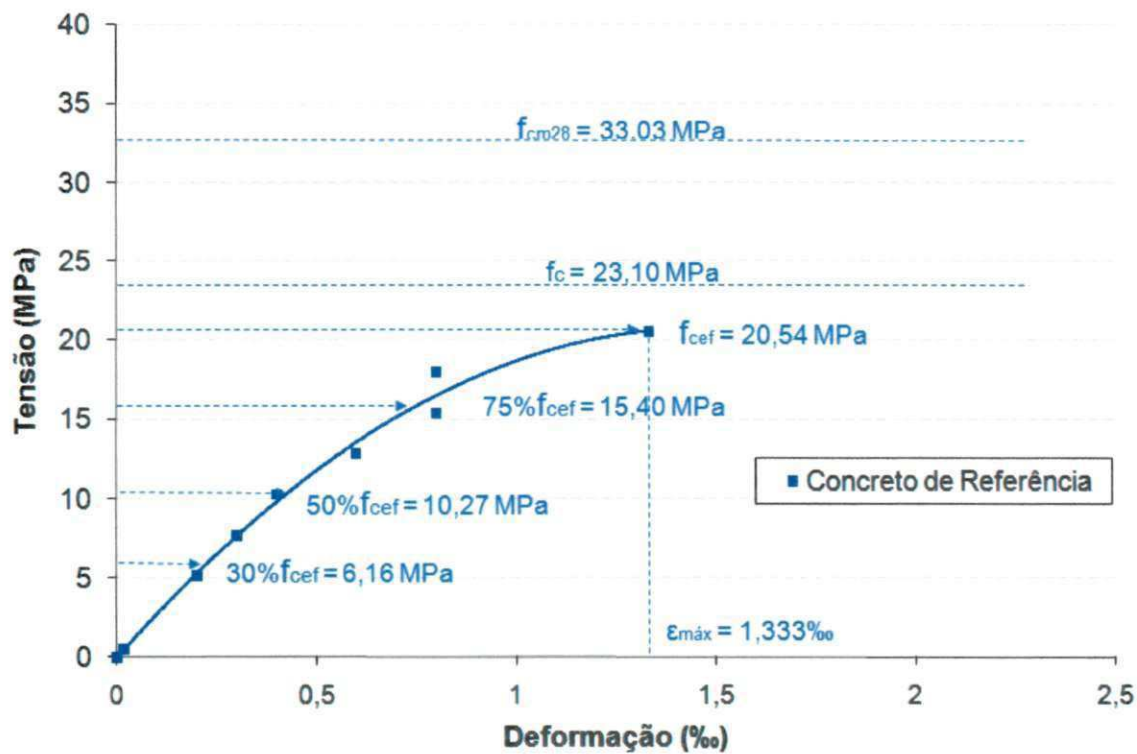


Figura 4.41: Curva tensão “versus” deformação do concreto de referência.

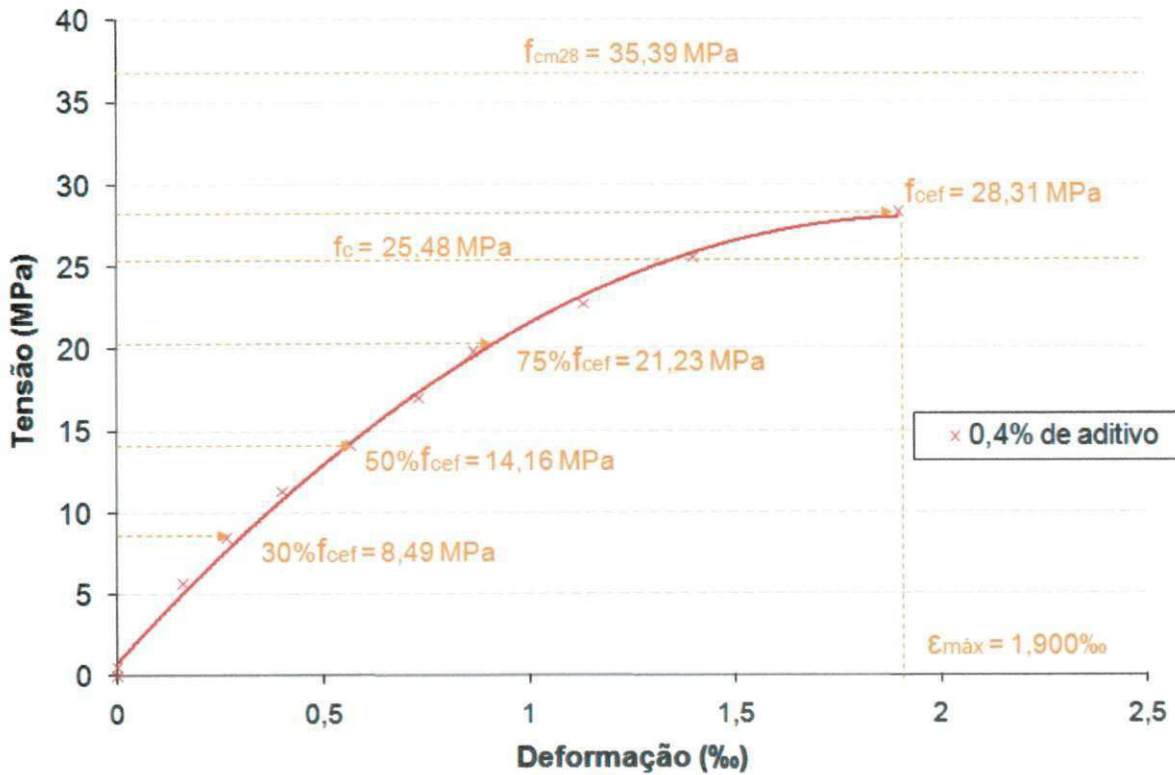


Figura 4.42: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,4% de aditivo.

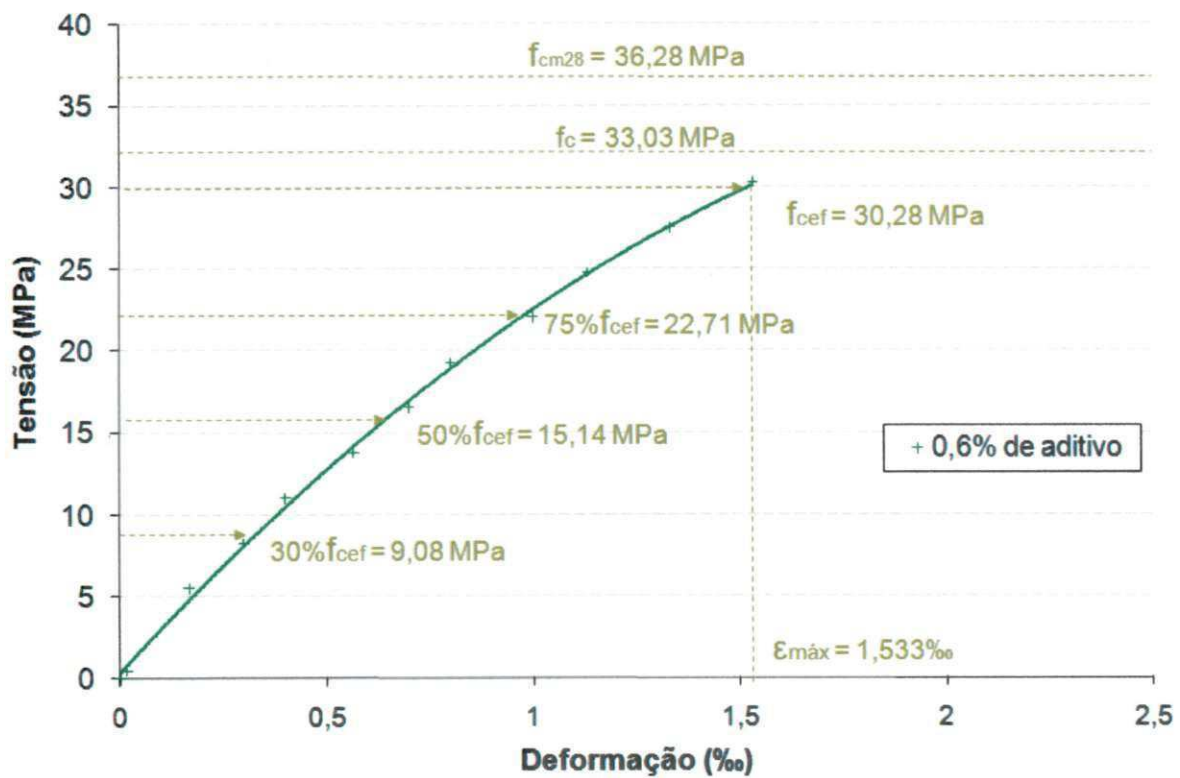


Figura 4.43: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,6% de aditivo.

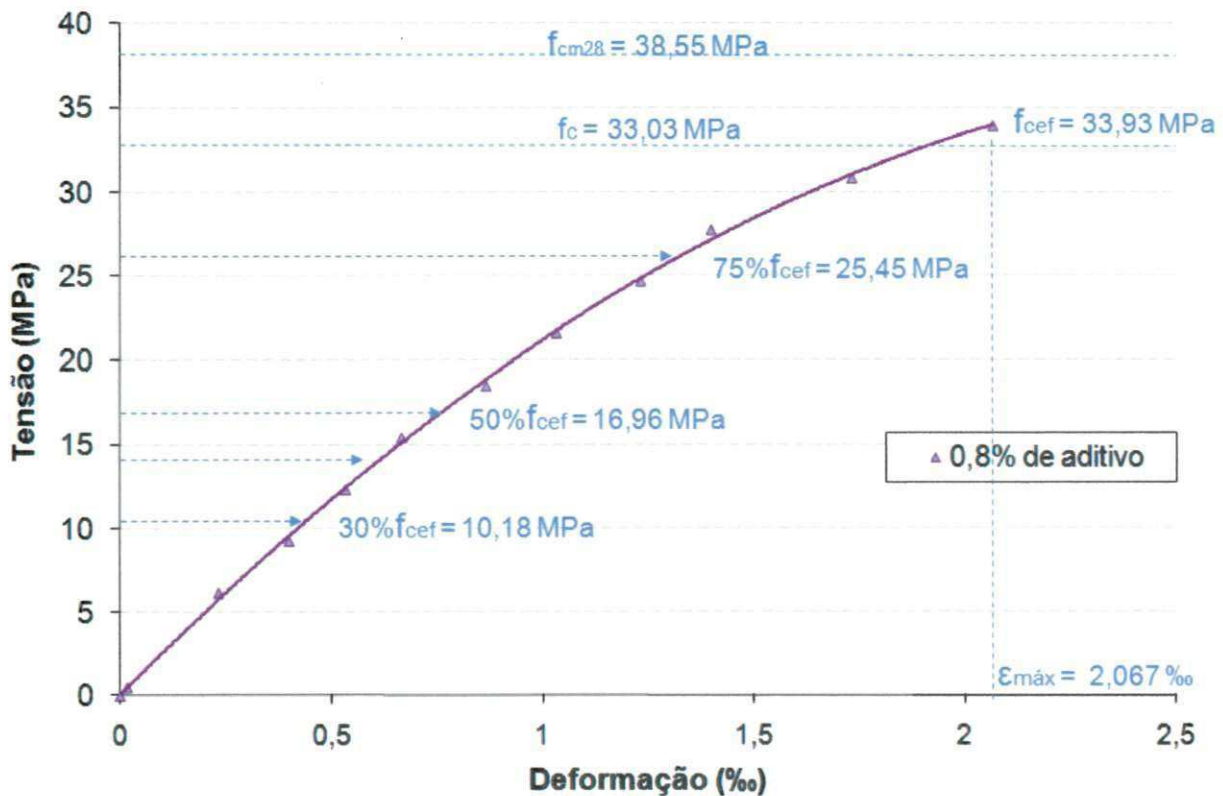


Figura 4.44: Curva tensão “versus” deformação do concreto, com teor de 0,8% de aditivo.

Fundamentando a análise dos autores retromencionados, pode-se dizer que para tensões até 6,16 MPa o concreto de referência CR, manteve-se pouco alterado. As falhas existentes eram pré-formadas com fissuras na zona de transição que permaneceram estáveis. Se o sistema é estável o concreto mostra comportamento elástico linear.

A mesma análise pode ser feita para os concretos com teores 0,4%, 0,6% e 0,8% de aditivo. Ou seja, o concreto laterítico que apresentou melhor desempenho, aquele com 0,8% de aditivo, apresentando comportamento próximo do linear para tensões da ordem de até 10,18MPa sem variações aparentes na sua microestrutura.

Acima de 30% da tensão efetiva f_{cef} no concreto de referência, desenvolveram-se aumento das fissuras da zona de transição envolvendo todo o agregado e iniciando o processo de fissuração na pasta. Isto pode ser observado na Figura 4.41, como uma pequena curvatura no gráfico da curva apresentado. É importante ressaltar que o agregado utilizado na pesquisa foi britado num britador de mandíbulas. Arnt e Souza

(2007)²⁰² afirmam que este equipamento produz grãos com características mais lamelares. Os agregados lamelares, em sua pesquisa, desenvolveram concretos com menor resistência à compressão, menor trabalhabilidade e maior consumo de argamassa em relação ao concreto com grãos de forma geométrica tendendo a cúbica. Portanto, a tensão máxima que pode ser aplicada ao concreto laterítico, com 0,8% de aditivo, sem a propagação de fissuras na pasta é de 16,96 MPa.

A região do gráfico compreendida entre 50% e 75% indica uma situação em que as fissuras na pasta começam a surgir. Esse estágio compreende os valores definidos entre 10,27 MPa, para o concreto de referência, à 25,45 MPa para o concreto com teor de 0,8% de aditivo.

A partir de 75% da tensão última as microfissuras na zona de transição e na matriz aumentam formando uma rede que fissura o corpo-de-prova até a perda total de resistência e apresentando grandes deformações. Observa-se que os concretos de referência e com teor 0,4% de aditivo, desenvolveram uma maior deformação nesta fase do que os concretos com 0,6% e 0,8% de aditivos que apresentam coeficientes angulares visivelmente semelhantes. É possível que tanto a matriz quanto a zona de transição desenvolveram maiores resistências nos concretos com teores de 0,6 e 0,8% de aditivo.

Nas Figuras 4.41, 4.42, 4.43 e 4.44 são também apresentados os valores obtidos para as resistências médias à compressão f_{cm28} de cada dosagem. Observar que os valores de resistência do concreto à compressão nas misturas são superiores aos das resistências efetivas f_{cef} obtidas para o ensaio de determinação da curva tensão-deformação. Este valor pode ser justificado pela diferença na velocidade de aplicação de carga nos dois ensaios, conforme estabelece suas respectivas Normas: para o ensaio de compressão adotou-se 0,5 MPa/s e para a composição da curva tensão-deformação, 0,25 MPa/s.

4.1.1 Microestrutura do concreto laterítico

Por limitações técnicas do equipamento, não foi possível verificar com boa resolução de imagens, o desenvolvimento do processo de cristalização do cimento em

²⁰² ARNT, Josué A., SOUZA, Joelcio de, BIACHINNI, Maurício, Influência do índice de forma do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto, Artigo, 49º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Setembro, 2007.

cada etapa de endurecimento do concreto. Também por razões técnicas, não foi possível desenvolver a análise química dos compostos estudados, ficando a identificação apenas por análise visual.

Entretanto, nesta análise da microestrutura do concreto, Figuras 4.45 a 4.52, verificou-se que, de forma geral, as microfissuras observadas eram oriundas da interface agregado-pasta para os concretos com 3 e 28 dias de idade.

Também observou-se que havia grandes quantidades de produtos de hidratação nas regiões das fissuras na zona de transição. Isto pode significar que as fissuras não foram oriundas do processo de produção de amostras para a análise no MEV; mas sim, de que eram microfissuras oriundas do processo normal de hidratação da pasta ao redor do agregado, onde são formados planos de clivagem pela orientação dos cristais de hidróxido de cálcio.

Também ficou visível a presença grande quantidade de bolhas de ar nas amostras de concreto com teor de 0,8% de aditivo, confirmando que não surgiram apenas na macroestrutura. Verificou-se que estas bolhas apresentavam-se em maior concentração nas interfaces com os agregados. Para estes casos, as fissuras que envolviam o agregado sempre se propagavam no sentido das bolhas, demonstrando que se tratavam de regiões frágeis com concentração de tensões. O mesmo fenômeno foi verificado quando na presença de poros existentes na matriz.

Mesmo para os concretos com 3 dias de idade, não foi fácil a localização dos produtos de hidratação formados por cristais de etringita ou de monossulfatos hidratados. Muito embora ficasse visível que aos 3 dias de idade a textura aveludada da superfície estudada desaparece e tornando-se mais compacta aos 28 dias.

É possível que a grande retenção de água por parte dos agregados lateríticos, visível após a ruptura dos corpos-de-prova, proporcionou uma hidratação acentuada dos constituintes do cimento nos primeiros dias de idade. Assim, os cristais procurados evoluíram para estruturas lamelares de difícil identificação.

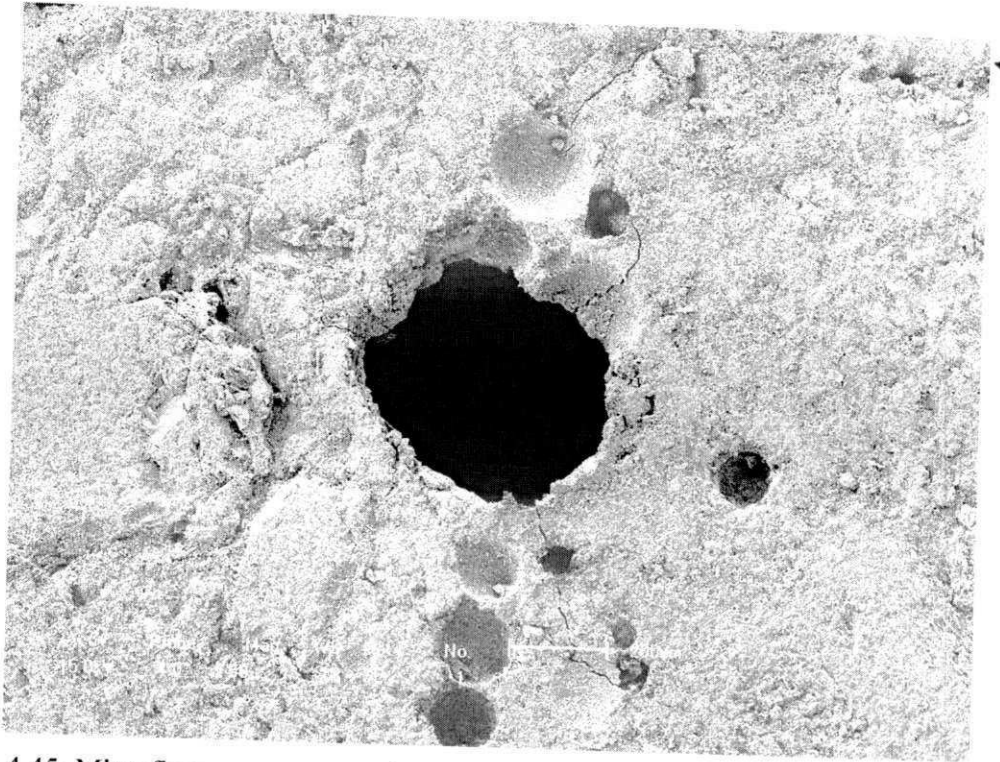


Figura 4.45: Microfissura se propagando entre bolhas e poros do concreto de referência com 3 dias de idade (50x).

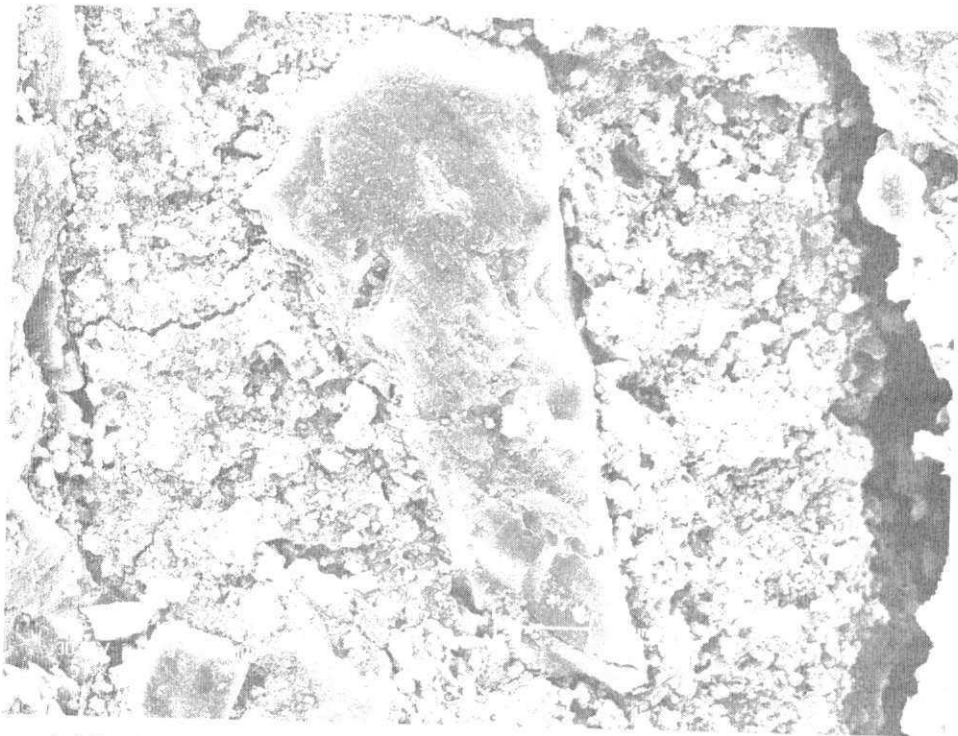


Figura 4.46: Fissura envolvendo o agregado do concreto de referência aos 28 dias de idade (500X).

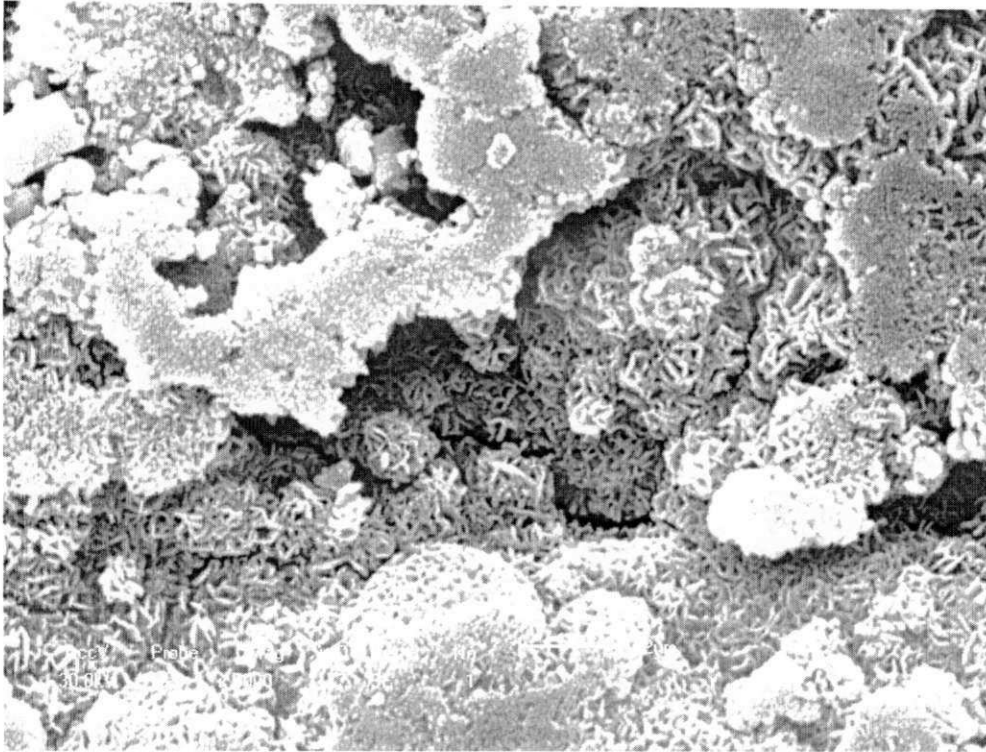


Figura 4.47: Cristais, aparentemente, de monossulfato hidratado na pasta do concreto com 0,4% de aditivo aos 3 dias de idade (5000x).

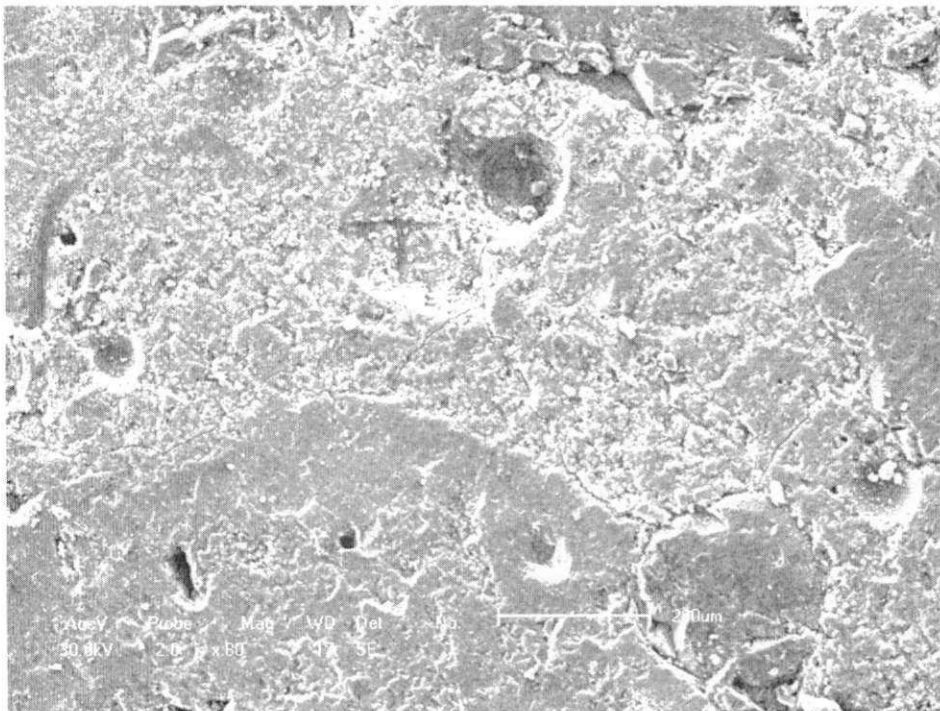


Figura 4.48: Fissura propagando-se da interface agregado-pasta para a bolha de ar no concreto com teor de 0,4% de aditivo, aos 28 dias de idade (80x).

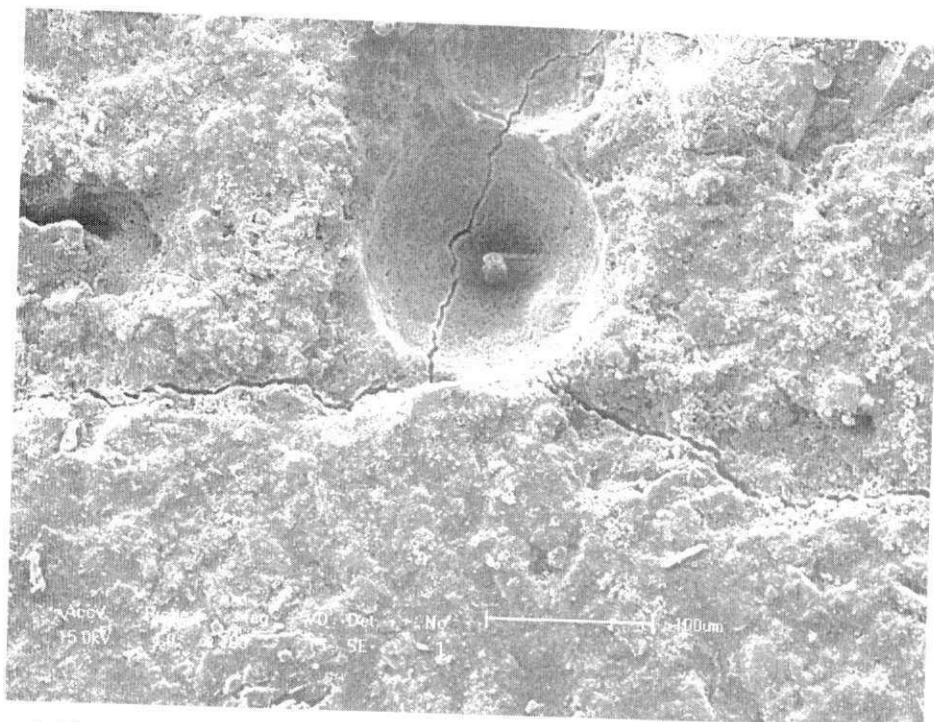


Figura 4.49: Interface agregado- pasta, mostrando a propagação da fissura da interface para a bolha de ar no concreto com 0,6% de aditivo aos 3 dias de idade (180x).

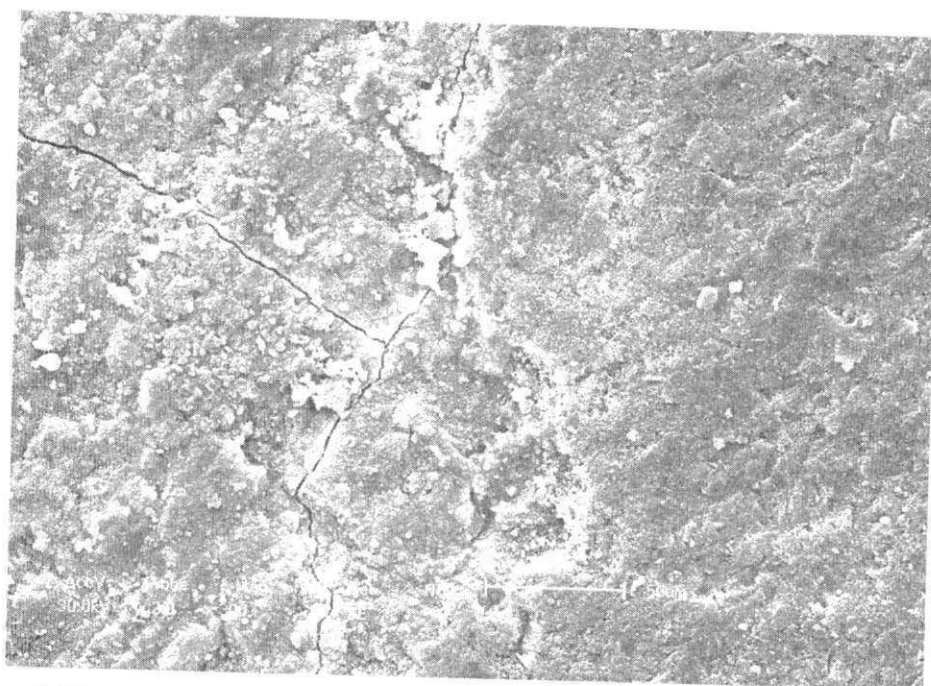


Figura 4.50: Fissura na interface do concreto com 0,6% de aditivo aos 28 dias (300x).



Figura 4.51: Fissura na interface com o agregado se propagando para bolha de ar e, em seguida, para a argamassa no concreto com 0,8% de aditivo, aos 3 dias de idade (43x).

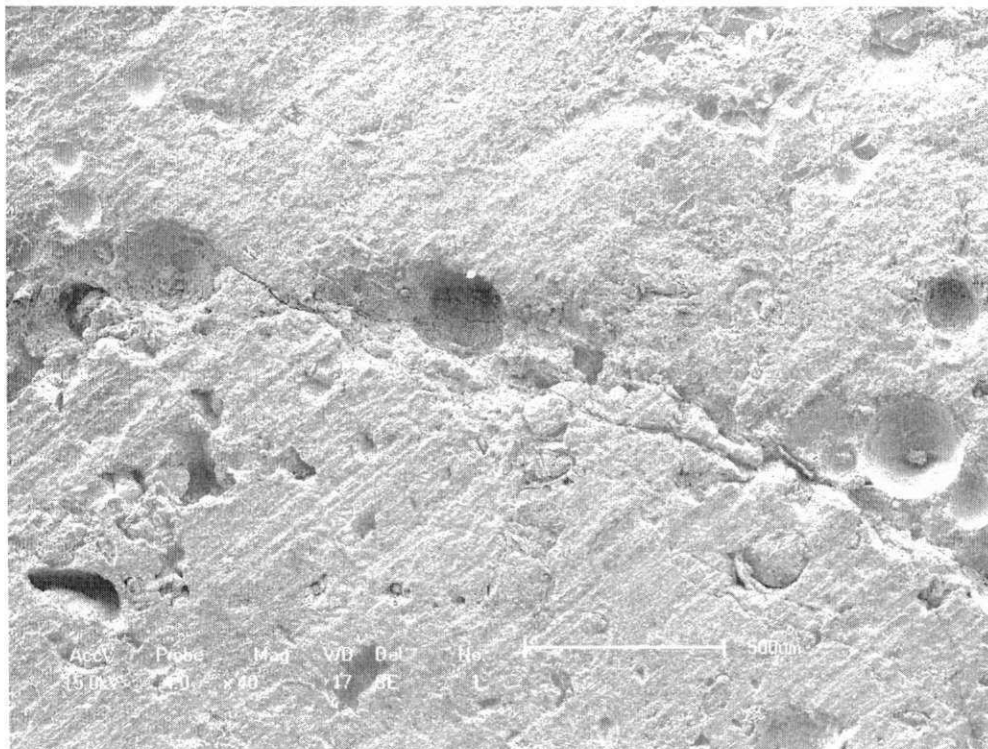


Figura 4.52: Interface agregado pasta, com grande presença de bolhas do concreto com 0,8% de aditivo aos 28 dias (40x).

5 Conclusão

Dos resultados obtidos pode-se concluir que:

5.1 *Com relação às concreções lateríticas*

- as concreções mostraram-se com propriedades semelhantes às de outras pesquisas, entretanto adequadas à produção de concreto estrutural, uma vez que se enquadram dentro das especificações normativas. A alta absorção em pouco tempo exige que sejam tomadas medidas de correção do fator a/c na dosagem do concreto laterítico.

5.2 *Com relação à compatibilidade cimento aditivo:*

- a compatibilidade cimento aditivo, verificado por meio do ensaio de cone Marsh mostrou que o teor de saturação do aditivo com o cimento é 0,6% em relação à massa de cimento. Entretanto, a zona tampão existente entre os teores de 0,6% e 0,8% indicam que o teor de 0,8% de aditivo pode ser adicionado sem que haja grandes variações no comportamento reológico do concreto enquanto fluido.

- ao que parece a compatibilidade cimento-aditivo também pode ser determinada comparando-se os tempos de início e fim de pega quando se varia o teor de aditivo plastificante. As observações feitas indicam na direção de ser um procedimento alternativo aos já conhecidos ensaios de mini abatimento e cone de Marsh. Não foram verificadas correlações ou estudos semelhantes na bibliografia consultada; sendo possivelmente um achado, que apresenta um estudo pioneiro na análise da compatibilidade cimento-aditivo através dos tempos de início e fim de pega.

5.2.1 *Com relação à trabalhabilidade do concreto*

- a trabalhabilidade obtida com o aditivo desenvolveu concretos com boa plasticidade e com ausência de segregação ou exsudação, mesmo para o teor de 0,8%, obtendo-se um abatimento da ordem de 200 ± 10 mm. Para esta dosagem observou-se presença acentuada de bolhas de ar.
- Os ensaios de espalhamento também não apresentaram exsudação ou segregação em nenhuma das dosagens estudadas.

5.2.2 *Com relação às resistências*

- em relação à evolução da resistência à compressão, os concretos estudados apresentaram valores crescentes para todos os teores de aditivos utilizados. O concreto com teor de 0,8% de aditivo foi o que apresentou maior resistência média à compressão aos 28 dias, 38,55MPa. Valor significativo para um concreto com material alternativo de pequeno valor econômico, confirmando resultados obtidos em pesquisas anteriores.
- a resistência à tração por compressão diametral, não apresentou variações significativas para os concretos estudados. O mesmo foi verificado na resistência à tração por flexão. Aparentemente, a ação do aditivo não configurou alterações nas resistências à tração do concreto ao longo do tempo.
- comparando-se as resistências à tração por compressão diametral com aquelas obtidas por tração na flexão, observa-se que a diferença máxima foi 0,81 MPa. A praticidade e facilidade do primeiro ensaio em relação ao segundo é evidente. Cada prisma de concreto pesa em média 40,0 kg, com o molde tem-se 74,0 kg. A preparação de fôrmas, transporte para imersão em água, secagem, novo transporte para a prensa de ensaio, com grandes riscos de acidentes, dificultam sobremaneira sua realização. A razão entre os valores das resistências à tração de 1,51 nos dois ensaios foi máxima para o concreto com 0,4% de aditivo aos 28 dias de idade; para as demais resistências à tração a razão foi inferior a 1,28. As dificuldades relacionadas acima deixam clara a escolha pelo primeiro ensaio para determinação da resistência à tração do concreto.

5.2.3 *Com relação ao módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson*

- Os valores dos módulos de elasticidade obtidos por ultra-som E_{dyn} , quando comparados com os obtidos através dos ciclos de carregamento, método da ABNT NBR 8522: 2003, apresentaram diferença máxima de 5,53 GPa em relação aos maiores valores obtidos.
- Quando comparado com as expressões teóricas dos órgãos normativos, os valores experimentais E_{ci} foram inferiores àqueles da ABNT NBR 6118: 2003, do CEB/90 e do ACI para todos os concretos estudados.

5.2.4 *Com relação às curvas tensão-deformação:*

- as curvas analisadas, mostraram que o aumento da concentração do aditivo desenvolveu menores deformações aos concretos, exceto para o teor de 0,8%. Aparentemente, a maior presença de bolhas de ar introduzidas no concreto pode ter influenciado este fato.
Somente foi possível obter o ramo ascendente da curva tensão-deformação devido as limitações da prensa de ensaio. No entanto, observou-se que todas as curvas tensão-deformação, nos ramos ascendentes, apresentaram comportamento semelhante àquelas de concretos convencionais, ilustradas na bibliografia, até o nível da resistência efetiva dos corpos de prova ensaiados.

5.2.5 *Com relação à micro-estrutura do concreto:*

- Durante a moldagem dos corpos-de-prova do concreto com 0,8% de aditivo, evidenciou-se a formação de bolhas de ar na superfície. A análise microscópica através do MEV mostrou presença também de microbolhas na pasta de concreto, com este mesmo teor de aditivo;
- Todos os concretos apresentaram fissuras na zona de transição, não sendo observadas microfissuras nos agregados.

Portanto, pode-se dizer que para todas as dosagens analisadas os concretos lateríticos apresentaram comportamento mecânico satisfatório, à luz das Normas e

ensaios estudados. O aditivo plastificante redutor à base de ligonsulfonato desenvolveu, em relação ao concreto de referência, maiores resistências, melhores propriedades reológicas e melhor adensamento.

Portanto, pode-se concluir que o concreto laterítico com adição de aditivo plastificante à base de lignosulfonato é viável tecnicamente para as concentrações adotadas.

5.3 Sugestões para futuros estudos

- a. Estudo da substituição do agregado miúdo convencional por material laterítico na produção de concretos estruturais;
- b. Influência do teor de água absorvido pelo agregado na resistência do concreto laterítico;
- c. A influência da resistência mecânica da madeira usada como taliscas no ensaio de resistência à tração por compressão diametral;
- d. Estudo de modelos estruturais moldados com concreto laterítico.

NORMAS CITADAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). Committee 211.1. 1994. **Standard Practice for Selecting Proportions of Normal, Heavyweight, and Mass Concrete.**

_____.211.1-91 (revised 1994). Amer. Concr. Inst., Detroit. 38 p.

_____.318-R-89- "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary", Chapter 8, Detroit-USA, Manual of Concrete Practice, 1991, Part 3, p. 318/318R-83.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). C 597-02; (2002); **Standard test method for pulse velocity through concrete.**

_____.C 1017-92 (2005), **Chemical Admixtures for use in Flowing Concrete.**

_____.C496M – 04e1 (2002); **Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) **Aditivos para concreto de cimento Portland.**_NBR 11768. Rio de Janeiro. 1992.

_____. **Aditivos para concreto de cimento Portland.**_ EB 1763. Rio de Janeiro. JANEIRO 1992.

_____. **Agregado para concreto.**_NBR 7211. Rio de Janeiro. MAIO 1983.

_____.**Apreciação petrográfica de materiais naturais, para utilização como agregado em concreto.**_NBR 7389. Rio de Janeiro. SETEMBRO 1992.

_____.**Agregado em estado compactado seco: determinação da massa unitária.**_NBR 7810. Rio de Janeiro. MARÇO 1983.

_____.**Materiais de pedra e agregados naturais.**_NBR 7225. Rio de Janeiro. JUNHO 1983.

_____. **Agregados – Determinação da composição granulométrica.**_NBR 7217. Rio de Janeiro. AGOSTO 1987.

_____. **Agregados – Determinação do índice de forma.**_ NBR 7211. Rio de Janeiro. FEVEREIRO 1994.

_____. **Agregados – Determinação do teor de materiais pulverulentos.**_NBR 7219. Rio de Janeiro. AGOSTO 1983.

_____.**Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo.**_NBR 9937. Rio de Janeiro. AGOSTO 1987.

_____.**Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”.**_NBR NM 51. Rio de Janeiro. MAIO 2001.

_____.**Agregados – Determinação do inchamento de agregado miúdo.**_NBR 6467. Rio de Janeiro. AGOSTO 1983.

_____.**Agregados – Agregado em estado solto: determinação da massa unitária.**_NBR 7211. Rio de Janeiro. ABRIL 1982.

_____.**Agregados – Equivalente de areia.**_NBR 12052. Rio de Janeiro. MAIO 1992.

_____.**Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos.**_NBR 7222. Rio de Janeiro. MARÇO 1994.

_____.**Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica.**_NBR NM 23. Rio de Janeiro. MAIO 2001.

_____.**Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da finura por meio da peneira 0,044mm (nº325).**_NBR 9202. Rio de Janeiro. DEZEMBRO 1985.

_____.**Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega.**_NBR 11581. Rio de Janeiro. JULHO 1991.

_____.**Cimento Portland – Determinação da água da pasta de consistência normal.**_NBR MB 3433. Rio de Janeiro. JULHO 1992.

_____.**Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.**_NBR 6118. Rio de Janeiro. MARÇO 20034.

_____.**Controle tecnológico de materiais componentes do concreto.**_NBR 12654. Rio de Janeiro. JUNHO 1992.

_____.**Preparação de concreto em laboratório.**_NBR 12821. Rio de Janeiro. FEVEREIRO 1993.

_____.**Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75µm.**_NBR 11579. Rio de Janeiro. NOVEMBRO 1991.

_____.**Cimento Portland – Determinação do tempo de pega.**_NBR NM 65. Rio de Janeiro. 2002.

_____.**Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal.**_NBR NM 43. Rio de Janeiro. 1991.

_____.**Cimento Portland – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine).**_NBR NM 76. Rio de Janeiro. 1998.

_____. **Concreto – Perda de abatimento.** _ NBR 10342. Rio de Janeiro. SETEMBRO 1992.

_____. **Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** _ NBR NM 67. Rio de Janeiro. FEVEREIRO 1998.

_____. **Concreto – Determinação da consistência pelo espalhamento pela mesa de Graff.** _ NBR NM 68. Rio de Janeiro. FEVEREIRO 1998.

_____. **Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão x Deformação - Método de Ensaio.** NBR 8522. Rio de Janeiro. DEZEMBRO 2003.

_____. **Concreto – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica.** NBR 8802. Rio de Janeiro. AGOSTO 1984.

_____. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos.** _ NBR 5739. Rio de Janeiro. JULHO 1994.

_____. **Concreto e argamassa – Determinação dos tempos de pega por meio da resistência à penetração.** _ NBR 9832. Rio de Janeiro. AGOSTO 1992.

_____. **Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto.** _ NBR 5738. Rio de Janeiro. ABRIL 1994.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **FIP Model Code 1990.**
Lausanne, 1993.

BRITISH STANDART INSTITUTION (BSI). _ **BS EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 1-1: General rules and rules for buildings.** 389
Chiswick High Road. London. W4 4AL.

_____. **BS EN 12390-6:2009: Testing hardened concrete — Part 6: Tensile splitting strength of test specimens.** 389 Chiswick High Road. London. W4 4AL.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AHMADI, M.A.; ALIDOUST, O.; SADRINEJAD, I; NAYERI, M.; Development of mechanical properties of self compacting concrete contain rice rusk ash, Word Academy of Science, Engineering and Technology, vol. 34, 2007.
2. *As lateritas do ultramar português*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa; Laboratório de Ensaios de Materiais de Mecânica dos Solos, Lourenço Marques; e o Laboratório de Engenharia de Angola, Luanda. 156p., Composto e impresso por Ramos, Afonso & Moita LDA.Lisboa, 1959.
3. ACKROYD, L. W., *Formation and properties of concretionary and non-concretionary soils of Western Nigeria.*, Proceeding of 4th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, 1,46-52, 1976.
4. AGUIAR, M.T.P.; SILVA, A.P.; CORRÊA, E.C.S; CETLIN, P.R.; Análise da capacidade de deformação do concreto: módulo de Young x módulo de deformação., Universidade Federal de Minas Gerais, artigo, p. 3673-3684, 17ºCongresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, nov. 2006, Foz do Iguaçu.
5. AÏTCIN, Pierre-Claude, *Concreto de alto desempenho*, tradução Geraldo G. Serra, São Paulo: Pini, 2000.
6. ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes de, *Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concreto auto-adensáveis*. 2006. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
7. ALMEIDA, Gerson Melo de; FILHO, José Napoleão; Simulação do ensaio de compressão uniaxial no concreto: avaliação da influência das condições de contorno sobre o modo de ruptura, artigo, p. 33-38, Revista IBRACON – Ano V – nº 15, out./nov. 96 – São Paulo, 1996.

8. ALHASSAN, Musa; *Permeability of lateritic soil treated with lime and rice husk ash*, Federal University of Technology Minna, technical report, AU J.T., nº12, age 2, pp. 115-120, October, Nigéria, 2008.
9. ALVES, Roberta de A. R., *Contribuição ao estudo dos aditivos superfluidificantes utilizados em concreto fluido*, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.
10. ANDOLFATO, Rodrigo Piernas, *Controle tecnológico básico do concreto*, Universidade Paulista Julio Mesquita Filho, Apostila, 29p. , Ilha Solteira, 2002.
11. ANDRADE, N. P. H., VEIGA, F. N. *Microscopia Eletrônica de Varredura*. Informativo, FURNAS Centrais Elétricas S.A., 1998.
12. ARNT, Josué A., SOUZA, Joelcio de, BIACHINNI, Maurício, *Influência do índice de forma do agregado graúdo na resistência à compressão do concreto*, Artigo, 49º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Setembro, 2007.
13. AKPOKODJE, E. G.; HUDEC, P.P., *The influence of petrology and fabric on the engineering properties of concretionary laterite gravel aggregates*, Quaterly Journal of Engineering Geology, The Geological Society, Paper, nº27, pp. 39-50, 1994.
14. ARAÚJO, Robson Barros, *Estudo de concreções lateríticas de Tocantins como agregado graúdo na fabricação de concreto de cimento Portland destinado a pavimentação rodoviária*, 2009, Campina Grande, Dissertação, Universidade Federal de Campina Grande. 2009. 103p.
15. BACCI, Denise de La Corti; LANDIM, Paulo M. Barbosa; ESTON, Sérgio Médici de, *Aspectos e impactos ambientais de pedreira em área urbana*, Revista Escola de Minas, Ouro Preto, vol. 58, n. 1, p.39-45, jan./mar. de 2006.

16. BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração*. – São Paulo: Oficina de Textos 2007;
17. BAUER, L. A. Falcão, *Materiais de construção*; coordenador L.A. Falcão Bauer; revisão técnica João Fernando Dias. – 5. Ed. Revisada, Rio de Janeiro: LTC, 2008. 488p.
18. BAMFORTH, Phil; CHISHOLM, D.; GIBBS, J.; HARRISON, T.; Proprieties of concrete for use in Eurocode 2, 53p., Published January 2008, Price Group P, Surey, 2008.
19. BARROSO FILHO, José, *Pavimentando o desenvolvimento da Amazônia*. 2007. Disponível em <<http://portalamazoniateste.tempsite.ws/sites/meioambiente/noticia.php?idN=3570> > Artigo, site Amazônia em pauta, Portal Amazônia, disponibilizado em 21/05/2007, acessado em 19/08/2010.
20. BESSA, Iury S.; BRANCO, Verônica, T. F. C; SOARES, Jorge Barbosa, *Caracterização de agregados convencionais e alternativos utilizando técnicas de processamento digital de imagens*, Universidade Federal do Ceará, Artigo, sem data.
21. BROWN, C. B., *Airfield construction on overseas soils*, Paper nº6258, Symposium on airfield construction on overseas soils, Institute of Civil Engineering, Vol.8, p. 104, nov. 1957.
22. CASTRO, A. L. de; PANDOLFELLI, V. C., *Revisão: conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil*. 2009. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/ce/v55n333/03.pdf>> Acesso em 03 mar.2011. Revista Eletrônica Scielo Brasil, Cerâmica, v.55, nº333, p. 18-32, São Paulo jan./mar. 2009. Artigo científico.
23. Comitê Euro-Internacional Du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.

24. CEB – Comité Euro-International du Béton – “*Evaluation of the Time Dependent Behavior IF Concrete*”, Lausanne – Switzerland, 1990, Bulletin D’information nº 199, p. 25.
25. CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de agregados lateríticos para utilização em concretos estruturais*. – Tese (Doutorado em Engenharia de Processos) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 2005;
26. CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Concreções lateríticas: propriedades básicas e sua utilização em vigas isostáticas submetidas à flexão simples*, Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia. Campina Grande, 1986;
27. CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das, *Estudo de deformação, segurança e rigidez de vigas de concreto armado laterítico*, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande. 1992. 96p.
28. COSTA, Rodrigo Moyses, *Análise de propriedades mecânicas do concreto deteriorado pela ação de sulfato mediante utilização do UPV*, Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Belo Horizonte, 2004.
29. Ćurčić, Gordana Topličić, Grdić, Zoran; Despotović, Ivã; Ristić, Nenad, *Influence of crushed Stone aggregate type on concrete consistency*, University of Niš, Factia Universitatis, article, Arctecture and Civil Engineering, vol. 8, 2010, pp.99-109, Belgrade, 2010.
30. COUTINHO, Joana de Sousa, *Agregados para argamassas e betões*, Materiais de Construção 1, Apostila, 1999.
31. Departamento Nacional de Produção Mineral – Anuário Mineral Brasileiro 2001; Ano base:2000.

32. DIAS, Idalíria de Moraes, *Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos*, Dissertação, Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007;
33. FERRARI, Maurem Nabaes, *Corrosão de armaduras devido à ação de íons cloreto no concreto*, Universidade Federal de Santa Maria, Trabalho de Conclusão de Curso, 78 p., Santa Maria, 2008.
34. FERREIRA, Ademilson Montes, *Efeito da percolação de água e da secagem em algumas propriedades de engenharia de maciços construídos com solos lateríticos*, estudo, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1977.
35. FERREIRA JÚNIOR, E. L.; CAMARINI, Gládis; *Análise de imagens: um avanço para a tecnologia do concreto*, UNICAMP, Artigo, 18p., 2010.
36. FUSCO, Péricles Brasiliense, *Técnicas de armar as estruturas de concreto*, São Paulo: Pini, 1995.
37. GIDIGASU, M.D., *Laterite soil engineering: pedogenesis and engineering principles*, Elsevier scientific publishing company, Amsterdam, 1976.
38. GOMES, Paulo César Correia, *Métodos de dosagem de concreto autoadensável* Paulo César Correia Gomes, Alexandre Rodrigues de Barros. São Paulo: Pini, 2009.
39. GOMES. A.C.S. & PINTO, A.C.F., *Algumas considerações sobre a possibilidade de utilização da laterita no Maranhão como agregado na composição dos concretos – U.S.P., I.P.R., Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1992.*
40. HARTMAN, Carine Toso, *Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland*, São Paulo, Dissertação, Universidade de São Paulo. 2002. 210p.

41. HELENE, Paulo; TERZIAN, Paulo. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. Ed. PINI; São Paulo – SP, 1994.
42. HIME, William G.. *Analyses for cement and other materials in hardened concrete*, ; chap. 27, pp. 309-319, LAMOND, Joseph F.; PIELERT, James H.; Significance of tests and proprieties of concrete e concrete-making materials; 649p., Copyright, Bridgeport, 2006.
43. HU, Jing; STROEVEN, Piet; *Properties of the interfacial transition zone in model concrete.*; paper, 2004, University of Technology, Interface Science, vol. 12, pp. 389-397, Kluwer Academic Publishes, Neatherlands, 2004.
44. JACINTHO, Ana Elisabete P.G. de, GIONGO, José Samuel, Resistência Mecânica do Concreto, cap.20, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*, vol. 1, IBRACON, São Paulo, 2005.
45. JOLICOEUR, C. et al. Chemical admixtures: essential components of quality concrete. In: New Spiratos Symposium on Superplasticizers. Proceedings of a Symposium Honoring, Bucharest, Romania: CANMET/ACI, June 2003.
46. JUCÁ, Tainá P.; TEIXEIRA, Fernando A.; PEREIRA, Claudio H. A. F.; OLIVEIRA, Keila, R. B.; GUIMARÃES, Leonardo E.; ANTONELI, Gilson; GOMES, Flavio, M.; GEYER, André; *Estudo de dosagem de concreto de alto desempenho – comparativo de custos*, Universidade Federal de Goiás, 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Artigo, 2001.
47. KER, João Carlos, *Latosolos do Brasil, uma revisão*, sem editora, Universidade Federal de Viçosa, SP, sem data (http://www.igc.ufmg.br/geonomos/PDFs/5_1_17_40_Ker.pdf), 1981;
48. KIHARA, Yushiro, CENTURIONE, Sérgio Luiz. O cimento Portland, artigo do livro *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações/* ED. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2005.

49. KRISHNA, A.V.; RAO, B. Krishna, RAJAGOPAL, A.; *Effect of different sizes of coarse aggregate on the proprieties of NCC and SCC*, paper, 2010, JNT University Kakinada, International Journal of Engineering Science and Technology, vol. 2 (10). Kakinada, 2010 YANG, Chung-chia; LIN, Yon-Yer; HUANG, Ran; Elastic modulus of concrete, affected by elastic module of mortar and artificial aggregate, paper, Journal of Marine Science of Technology. v.4, nº1, pp. 43-48, 1996.
50. LAMBE, T. Willian, WHITMAN, Robert V., *Soil Mechanics*, SI Version, Massachusetts Institute of Technology, University of Sydney, Copyright, 1979;
51. LIBORIO, Jefferson Benedictus L., TRIGO, Ana Paula Moreno, *Estudo da técnica de dopagem em concretos de alto desempenho*. Caderno de encargos de engenharia de estruturas, São Carlos, v. 11, nº53, p.111-115.
52. LORENZI, Alexandre; TISBIEREK, Francisco Teston; SILVA, Luiz Carlos P. da S.; Ultrasonic pulse velocity analysis in concrete specimens; Universidade Federal do Rio Grande do Sul, artigo, 13p. IV Conferência Panamericana de END, Buenos Aires – outubro 2007, Buenos Aires, 2007.
53. LUCENA, Francisco Barbosa de, FERREIRA, Heber Carlos, *A utilização de solos vermelhos tropicais (solos lateríticos) como matéria prima para uso em cerâmica vermelha ou estrutural*, trabalho, XXVI Congresso da Associação Brasileira de Cerâmica, Recife, PE, 1982.
54. Materiais Pétreos, Universidade Estadual de Maringá, Departamento de Engenharia Civil, Grupo de Engenharia de Transportes, sem data.
55. MARTIN, Juan Fernando Matias, Aditivos para concreto, cap.13, v. 1, *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. Ed. G.C. Isaia – São Paulo: IBRACON, 2005.
56. MELFI, A.J., *Lateritas e processo de laterização.*, Aula inaugural, São Carlos. Mimeo, 1994, 29p.

57. MELO, Karoline Alves de, MARTINS, Vanessa da C., REPETTE, Wellington Longuini, *Estudo da compatibilidade entre cimento e aditivo redutor de água*, Universidade Federal de Santa Catarina, Artigo, Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, p. 45-56, jan./mar. 2009.
58. MEHTA, Povindar Kumar, *Concreto: Estrutura, propriedades e materiais*/ P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro. – São Paulo: Pini, 1994.
59. MOIZINHO, Joel Carlos, *Caracterização e uso de agregados lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ*. Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília. Brasília, DF: 2007;
60. MONTEIRO, P. J. M.; HELENE, P.R.L.; KANG, S.H.; Designing concrete mixtures for strength, elastic modulus and fracture energy, *Materials and Structures*, chapt 26, p. 443-452, paper, 1993.
61. NEVILLE, Andam Matthew, *Propriedades do concreto*; tradução SALVADOR, E. Giammusso. – São Paulo: Pini, 1982.
62. NICHOL, D., *The Geo-engineering significance of laterite construction in Goa, SW India*, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, The Geological Society, London, 2000.
63. OLIVIER, Jean-Pierre; *Porous structure of the interfacial transition zone*, cap. 3, pp.16-32, Durability of concrete, Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia da Construção, São Paulo, 1998.
64. ORTEGA, Philippe; The contribution of admixtures in sustainable concrete construction, article, 87-97 pp., The Institute of Concrete Technology, Yearbook 2006-2007, 11th Ed., Editorial Committee, Camberlay, 2007.
65. PETRUCCI, Eladio G. R., *Concreto de Cimento Portland* – 11. de. rev. Vladimir Antônio Paulon. – Rio de Janeiro: Globo, 1987.

66. PITTA, Márcio Rocha. *Projeto e Dimensionamento de Pavimentos de Concreto para Corredores de Tráfego Urbanos e Balas de Estacionamento de Ônibus*, São Paulo: ABCP, 1985.
67. POMPEU NETO, B. B., *Um estudo sobre as propriedades de resistência mecânica do concreto laterítico*, Dissertação M. Sc., UFPB, 1976.
68. *Projeto sobre solos lateríticos*, Convênio: Instituto de Pesquisas Regionais / Departamento Nacional de Estradas e Rodagem / Universidade Federal da Paraíba, Vol. 1, 2, 3 e 4. Setembro 79 – Dezembro 82.
69. QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.; *Soil properties affecting the lime stabilization of red tropical soils from north east Brazil*. Thesis for degree of Doctor of Philosophy. Department Civil Engineering. University of Leeds, England. March, 1979.
70. QUEIROZ DE CARVALHO, J. B., *Lateritic Aggregate used to fabricate concrete*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology – nº 30 – Paris, 1984.
71. QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. et al.; *Estudo dos solos lateríticos: definição e classificação*. 21ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador – BA. Set. 1986. Revista Concreto e Construção, jan., fev., mar., 2009. Nº 53, IBRACON;
72. RAMACHADRAN, V. S.; MALHOTRA, V. M.; Superplasticizers. In: V. M. Ramachadran, Ed. *Concrete Admixtures Handbook*. New Jersey, Noyes Publications, 1984. p. 211-268 (Chapter 4).
73. SALAU, Musbau A., IKPNMWOSA, Efe E., *Effect of heat on laterised concrete*, Maejo Journal of Science and Technology, published February 11, 2010.
74. SCHENINI, Cesar Antônio, *A importância dos recursos naturais*, Mundo vestibular, texto, 2008. site: << mundovestibular.com.br>> acessada em 23-07-2010.;

75. SCHORSKI, David M., Chemical admixtures for concrete, ACI Education Bulletin E4-03. Supersedes E4-96. Copyright, 2003.
76. SCRIVERNER, Karen L.; CRUMBIE, Alisson K.; LAUGESSEN, Peter; *The interfacial transition zone (ITZ) between cement past and aggregate in concrete*, paper, Interface Science, vol. 12, pp. 411-421, 2004; Kluwer Academic Publishes, Netherlands, 2004.
77. SERNA, Humberto Almeida de La, *Agregados para a construção civil*, artigo, Departamento Nacional de Produção Mineral, 2009.
78. SHEHATA, Lidia Domingues, *Deformações Instantâneas do concreto*, cap. 21, p. 650, Concretos: ensino, pesquisa e realizações, /Ed. G.C. Isaia. – São Paulo: IBRACON, 2005. 2v
79. SOBRAL, Sávio Hernani, *Propriedades do concreto endurecido*. 4.ed. São Paulo, ABCP, 1997.
80. SUWANVITAYA, Prasert; JIRAVETAKUL, Siriphol; VANICHAVETIN, Chavelek; *Effect of aggregate fraction on concrete strength*, paper, Kasertsart University, 2006, Symposium on Infrastructure Development and the Environment, 7-8 September, University of the Philippines, Philipines,2006.
81. TOMOSAWA, Fuminori; NOGUSHI, Takafumi, *Relationship between compressive strength and modulus of elasticity of high-strength concrete*, Department of Architecture, Fac. of Engineering, University of Tokyo, article, 1990.
82. TUTIKIAN, Bernado Fonseca, MOLIN, Denise Carpena Dal, *Concreto auto-compactável*, São Paulo: Pini, 2008.
83. UDOEYO, Felix F.; BROOKS, Robert; IWUJI, Canice, *Residual compressive strength of laterized concrete subjected to elevated temperatures*, Research

Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, published date: may 10, 2010.

84. UTSI, Sofia; JONASSON, Jan-Erik, *A performance based experimental micro mortar optimization method for SCC*, Lulea University of Technology, 2008.
85. VILLAR FILHO, Orlando de C., *Estabilização de solos lateríticos da região nordeste do Brasil com cimento*, Dissertação, 113p., Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1985.
86. YANG, Chung-chia; LIN, Yon-Yer; HUANG, Ran; *Elastic modulus of concrete, affected by elastic module of mortar and artificial aggregate*, paper, Journal of Marine Science of Technology. v.4, nº1, pp. 43-48, 1996.
87. YOO, Jae Kang, RYU, Dong Woo, *A study on the evolution of strength development propriety of concrete at early ages*, Daewoo Institute of Construction Technology, paper, The 3rd ACF International Conference – ACF/ VCA, 2008. South Korea – 2008.
88. ZHOU, F.P.; LYDON, F.D.; BARR, B.I.G.; *Effect of coarse aggregate on elastic modulus and compressive strength of high performance concrete*, University of Wales College of Cardiff, paper, 1995, Cement and Concrete Research, vol. 25, N° 1, pp. 177-186, Elsevier Science Ltd., Copyright, USA, 1995.

ANEXOS

Nos anexos estão apresentadas

ANEXO A: resultados dos ensaios de compacidade máxima do agregado graúdo para a dosagem do concreto de referência desta pesquisa;

ANEXO B: propriedades das concreções lateríticas de várias jazidas obtidas em pesquisas anteriores;

ANEXO C: as médias dos resultados, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos ensaios desta pesquisa.

ANEXO A

Tabela 5.1: Ensaio de compacidade entre as concreções lateríticas retidas nas malhas #19,0mm e #12,5mm.

Proporção		Peso do cilindro (kg)			Média	M.U. (kg/cm ³)
#19,0mm	#12,5mm	medida 1	medida 2	medida 3		
100%	0%	20,07	20,05	20,07	20,06	1,44
90%	10%	20,10	20,10	20,11	20,10	1,45
80%	20%	21,30	20,40	20,30	21,33	1,54
70%	30%	21,30	21,30	21,50	21,33	1,54
60%	40%	21,50	21,40	21,50	21,47	1,55
50%	50%	21,30	21,40	20,20	21,30	1,53
40%	60%	21,30	21,20	21,40	21,13	1,52

M.U.: Massa unitária no estado compactado do agregado graúdo.

Tabela 5.2: Ensaio de compacidade entre as concreções lateríticas retidas nas peneiras nas malhas #19,0mm, #12,5mm e #6,3mm.

Proporção		Peso do cilindro (kg)			Média	M.U. (kg/cm ³)
#19,0mm + #12,5mm	#6,3mm	medida 1	medida 2	medida 3		
100%	0%	21,20	21,00	21,30	21,17	1,52
90%	10%	21,60	21,70	22,10	21,80	1,57
80%	20%	22,70	22,40	22,40	22,50	1,62
70%	30%	22,60	22,50	22,60	22,57	1,62
60%	40%	22,70	22,70	22,50	22,63	1,63
50%	50%	22,50	22,50	22,60	22,53	1,62
40%	60%	22,50	22,60	22,40	22,50	1,62

M.U.: Massa unitária no estado compactado do agregado graúdo.

ANEXO B

Tabela 5.3: Características do concreto laterítico para diversas jazidas.

Pesquisador	Jazida	Traço	a/c	Método	f_{cc28} (MPa)	f_{cc}/f_{ct}	E (GPa)	ν
<i>Souto e Queiroz de Carvalho (1984)</i>	SL-MA	1:1,4:2,6	0,4	Lavagem t= 2min. Submerso por 24hs	26,4	10,0-10,9	-	-
	SP-PB	1:1,4:2,6	0,4	Seco por 3h. Sem correção a/c	18,4	-	-	-
<i>Souza e Ferraz (1979)</i>	SL-MA	1:2:3	0,60- 0,70	Diferentes tempos de lavagem 0-3-9-30min; abatimento constante = 5cm; correção a/c	25,5	-	-	-
<i>Chagas Filho (1986)</i>	SP-PB	1:2,3:2,7	0,70	Material apenas britado e peneirado.	21,1	8,1-10,9	12-14	0,17-0,23
	MO-PA	1:2,3:2,7	0,74	Correção a/c	20,7	8,5-10,0	-	-
	BG-PB	1:2,3:2,7	0,50	-	30,0	10,0	38,0	0,20
<i>Vladimir de Assis (1992)</i>	CA-PI	1:4	0,5	Peneirado. Lavagem 6min. Repeneirado e seco. Sem correção a/c	31,2	13,3	13,4	-

Fonte: Chagas Filho (1992). E – Módulo de elasticidade; ν – Coeficiente de Poisson.

ANEXO C

Tabela5.4: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à compressão dos concretos ensaiados.

COMPRESSÃO SIMPLES	f_{cm3} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	f_{cm7} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	f_{cm28} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação
Concreto de referência	21,83	1,14	5,24%	25,91	0,53	1,97%	32,00	1,62	4,92%
0,4% de aditivo	24,38	0,81	3,15%	24,66	0,84	3,18%	35,39	0,93	2,64%
0,6% de aditivo	27,60	0,38	1,39%	29,68	0,20	0,69%	34,90	1,69	4,67%
0,8% de aditivo	22,98	0,88	3,83%	29,39	0,84	2,68%	38,55	3,19	8,27%

Tabela5.5: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à tração indireta por compressão diametral dos concretos ensaiados.

<i>COMPRESSÃO DIAMETRAL</i>	$f_{ctm,sp3}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	$f_{ctm,sp7}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	$f_{ctm,sp28}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação
Concreto de referência	2,30	0,01	0,34%	2,59	0,01	0,42%	2,76	0,05	1,79%
0,4% de aditivo	2,44	0,02	1,02%	2,36	0,12	4,79%	2,78	0,17	6,28%
0,6% de aditivo	2,67	0,02	0,93%	2,88	0,16	5,20%	3,24	0,02	0,71%
0,8% de aditivo	2,29	0,10	5,06%	2,23	0,02	1,04%	2,83	0,08	2,68%

Tabela5.6: Média, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência à flexão dos concretos ensaiados.

<i>FLEXÃO SIMPLES</i>	$f_{ctm1,n3}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	$f_{ctm1,n7}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	$f_{ctm1,n28}$ (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação
Concreto de referência	2,19	0,04	1,81%	2,39	0,07	3,06%	2,86	0,00	0,00%
0,4% de aditivo	2,27	0,02	0,86%	2,28	0,05	2,24%	3,58	0,02	0,77%
0,6% de aditivo	2,34	0,02	0,67%	2,52	0,04	1,68%	3,93	0,00	0,00%
0,8% de aditivo	2,25	0,02	0,73%	2,40	0,07	2,89%	3,64	0,09	3,58%

Tabela5.7: Média, desvio padrão e coeficiente de variação do módulo de elasticidade dos concretos ensaiados por ciclos de carregamento e ultrasonografia.

<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE</i>	Ciclos de carregamento			Ultra-som (estático)			Ultra-som (dinâmico)		
	E_{ci28} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	E_{ci28} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	E_{ci28} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação
Concreto de referência	26,93	0,00	0,00	15,95	0,05	0,31%	26,65	0,15	0,56%
0,4% de aditivo	27,71	1,24	0,04	22,45	0,48	2,15%	32,25	0,83	2,57%
0,6% de aditivo	28,33	0,04	0,00	22,16	0,19	0,87%	31,92	1,08	3,38%
0,8% de aditivo	29,30	1,54	0,05	17,48	0,62	3,55%	28,72	0,42	1,45%

Tabela 5.8: Média, desvio padrão e coeficiente de variação do coeficiente de Poisson dos concretos ensaiados.

<i>COEFICIENTE DE POISSON</i>	f_{cm3} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	f_{cm7} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação	f_{cm28} (MPa)	Desvio padrão	Coef.de variação
Concreto de referência	0,31	0,06	18,57%	0,27	0,06	21,76%	0,23	0,02	10,10%
0,4% de aditivo	0,33	0,00	0,00%	0,33	0,00	0,00%	0,26	0,06	22,78%
0,6% de aditivo	0,34	0,05	13,55%	0,23	0,02	7,76%	0,28	0,06	20,00%
0,8% de aditivo	0,33	0,00	0,00%	0,28	0,01	3,20%	0,30	0,00	0,00%