



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFCG
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS – CTRN
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL – UAEC

**ANÁLISE DA CURVA TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO
CONCRETO LATERÍTICO**

MATEUS ARAÚJO DE SOUZA CELESTINO

CAMPINA GRANDE – PB

DEZEMBRO DE 2018

MATEUS ARAÚJO DE SOUZA CELESTINO

**ANÁLISE DA CURVA TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO CONCRETO
LATERÍTICO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a Unidade Acadêmica de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, para encerramento do componente curricular e conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho

Coorientador: Eng. Me. Rodrigo Mendes Patrício Chagas

CAMPINA GRANDE – PB

DEZEMBRO DE 2018

MATEUS ARAÚJO DE SOUZA CELESTINO

**ANÁLISE DA CURVA TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO DO CONCRETO
LATERÍTICOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado a Unidade Acadêmica de Engenharia Civil do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, para encerramento do componente curricular e conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Aprovada em: ____ de _____ de _____.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho – UFCG

Presidente – Orientador

Eng. Me. Rodrigo Mendes Patrício Chagas

Coorientador/Avaliador Externo

Prof. Marco Aurélio de Teixeira e Lima – UFCG

Avaliador Interno

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e à Virgem Maria que me acompanharam e me protegeram durante todo o caminho, e que mesmo nos momentos mais difíceis me trouxeram a alegria de viver cada dia. Sou grato também por Terem colocado no caminho experiências e pessoas que tornaram tudo ainda mais especial.

Dedico a trajetória à minha família em especial a minha mãe, minha tia, minha avó e meu irmão que estiveram desde o começo e ao meu padrasto que sem os quais não faria sentido toda a luta.

Agradeço aos grandes irmãos da universidade que me deram grandes momentos de alegria em especial ao Grupo do Bingo (Arthur, Amona, Eriberto, Sonaly, Marcela) que tornaram o caminho mais fácil e de uma alegria enorme, e Wanderson. Além de tantos outros como Chiara, Maria Alinne, Wanderson. Aos irmãos e pais do EJC que me mostraram que a alegria de ser de Deus supera qualquer sede de conhecimento.

Ao meu orientador Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho que serviu de exemplo como profissional e pessoa sempre me acompanhando e auxiliando desde as disciplinas que tive o prazer de ser seu aluno. Assim, agradeço também ao Eng. Me. Rodrigo Mendes Patrício Chagas pelo auxílio na fase final da pesquisa com sua ajuda nos ensaios e no desenvolvimento do trabalho.

Aos amigos (Marcos, Sonaly, Amona, Arthur e Eriberto) que me auxiliaram na execução dos ensaios, assim como ao laboratorista Edvaldo Pinheiro de Carvalho do bloco BK que sem os quais seria difícil o término dessa pesquisa.

À UFCG e à Unidade Acadêmica por terem disponibilizado uma infraestrutura e professores capacitados que contribuíram para minha formação como engenheiro.

Às professoras Dayse Luna Barbosa e Izabelle Marie Trindade Bezerra pela amizade e por todo o apoio e ensinamento durante a caminhada.

**“Sem Cristo, a luz da razão não basta para
iluminar o ser humano e o mundo”.**

Papa Bento XVI

RESUMO

Como forma de atender à crescente demanda por moradia, o estudo de novos materiais para emprego no concreto vem auxiliar à construção civil na substituição ou complementação de matérias-primas que estão em escassez, como por exemplo, os agregados graúdos de origem granítica em algumas regiões do Brasil. Com isso, o emprego de concreções lateríticas no concreto pode auxiliar na redução de custos e aliviar as demandas de agregados graúdos comumente utilizados. Para isso, o estudo das suas propriedades e do comportamento estrutural do concreto é necessário para sua aplicação em obras com segurança. Nessa pesquisa estudou-se o comportamento da curva tensão versus deformação para concretos lateríticos cujos CP's foram rompidos aos 7 e 21 dias de idade de maneira a estudar suas características e obter parâmetros estruturais para dimensionamento. Assim, trabalhou-se com concreto de resistência à compressão de referência de 25 MPa sendo moldados corpos de prova de 150mmx300mm para obtenção da curva tensão deformação conforme estabelecido na ABNT NBR 8522:2008. Os corpos de prova em estudo apresentaram comportamento característico de material frágil conforme esperado para o concreto, obtendo-se para o módulo de elasticidade valores próximos aos indicados por métodos de estimativa da ABNT NBR 6118:2014. O parâmetro ϵ_{c2} de análise da curva tensão versus deformação obtido foi de 1,44‰ e assim apresenta valor inferior ao estabelecido na ABNT NBR 6118:2014 de 2,00‰. Assim tem-se que o concreto estudado pode ser utilizado como concreto estrutural por apresentar resistência e curva tensão versus deformação conforme esperado.

Palavras chave: Concreto laterítico, Resistência, Curva tensão versus deformação.

ABSTRACT

As a way to reach the growing demand for housing, the study of new materials for employment in the concrete comes to assist civil construction in the replacement or complementation of raw materials that are in scarce, such as large aggregates of granite origin in some regions of the Brazil. Thus, the use of laterite concretions in concrete can help reduce costs and reduce the demands of usual coarse aggregates. So, the study of its properties and the structural behavior of the concrete is necessary for its application in works with safety. In this research, the behavior of the stress strain curve for lateritic concretes was studied at 7 and 21 days in order to study their characteristics and to obtain structural dimensioning parameters. Thereby, it was used as reference a concrete with compression strength of 25 MPa and 150mmx300mm specimens were molded to obtain the stress strain curve as established in ABNT NBR 8522: 2008. The specimens presented a characteristic behavior of brittle material as expected for the concrete, with values of modulus of elasticity close to those indicated by analytical methods. The parameter ϵ_{c2} of the strain strain curve obtained was 1.44‰ and thus presented a lower value than that established in ABNT NBR 6118: 2014 of 2,00‰. So, the concrete studied can be used as structural concrete because it presents resistance and stress versus strain curve as expected.

Key words: Lateritic concrete, Strength, Stress strain curve.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Preço médio da pedra britada nº2 sem frete - Por estado - Maio/2018	13
Figura 2: Gráfico tensão versus deformação e estágios de fissuração	21
Figura 3: Tipos diferentes de módulos de deformação e o método de determinação	23
Figura 4: Curvas de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto	24
Figura 5: Influência da velocidade de carregamento na curva tensão deformação.....	25
Figura 6: Parâmetros da curva tensão versus deformação	26
Figura 7: Presença de latossolos no Brasil.....	30
Figura 8: Latossolos presentes no Brasil	31
Figura 9: Absorção do agregado laterítico ao longo do tempo	32
Figura 10: Curva tensão deformação para diversas dosagens na idade de 28 dias	33
Figura 11: Fluxograma de atividades	36
Figura 12: Diagrama de dosagem	39
Figura 13: Histórico do carregamento para obtenção da curva tensão deformação.....	41
Figura 14: Curva granulométrica - agregado graúdo	44
Figura 15: Curva granulométrica - Agregado miúdo.....	47
Figura 16: Relação fator de empacotamento/porosidade com a composição do agregado graúdo.....	48
Figura 17: Prensa de ruptura à compressão	51
Figura 18: Relação resistência f_{ce} à compressão versus tempo	52
Figura 19: Ruptura dos agregados	53
Figura 20: Ruptura colunar com formação de cones do CP4.....	53
Figura 21: Diagrama de dosagem	54
Figura 22: Compressômetro-expansômetro mecânico.....	55
Figura 23: Curvas tensão versus deformação para 7 dias	57
Figura 24: Comparação CP4 com ABNT NBR 6118	58
Figura 25: Curvas tensão versus deformação para 21 dias	60
Figura 26: Comparação CP10 com ABNT NBR 6118.....	61

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades das concreções lateríticas do Brasil e da Nigéria	33
Tabela 2: Ensaio para o agregado miúdo	38
Tabela 3: Ensaio para o cimento e limites estabelecidos	38
Tabela 4: Número de corpos de prova a serem moldados.....	40
Tabela 5: Granulometria dos agregados graúdos de concreções lateríticas	43
Tabela 6: Determinação da composição de massa unitária máxima	44
Tabela 7: Índice de forma	45
Tabela 8: Granulometria da areia	46
Tabela 9: Determinação do teor ótimo de argamassa na mistura	49
Tabela 10: Características das dosagens	49
Tabela 11: Resistência à compressão - obtenção diagrama de dosagem	51
Tabela 12: Resistência à compressão aos 7 dias	56
Tabela 13: Umidade, absorção e porosidade para os CP's (7 dias)	56
Tabela 14: Resistência à compressão aos 21 dias	58
Tabela 15: Umidade, absorção e porosidade para os CP's (21 dias)	59
Tabela 16: Coeficiente de Poisson	61
Tabela 17: Módulo de Elasticidade (7 dias).....	62
Tabela 18: Módulo de Elasticidade (21 dias).....	62

LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ϵ_{c2}	Deformação específica do concreto de encurtamento no início do patamar plástico;
ϵ_{cu}	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura;
ϵ_{lf}	Deformação longitudinal específica final (50% da resistência);
ϵ_{li}	Deformação longitudinal específica inicial (tensão de 0,5 MPa);
ϵ_{tf}	Deformação transversal específica final (50% da resistência);
ϵ_{ti}	Deformação transversal específica inicial (tensão de 0,5 MPa);
N	Coefficiente de Poisson;
A	Teor de argamassa seca;
α_E	Coefficiente em função do agregado graúdo;
α_i	Coefficiente de conversão entre o módulo de elasticidade inicial e secante;
A	Relação agregado miúdo seco/cimento;
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas;
BS	British Standards;
CAGEPA	Companhia de Água e Esgotos da Paraíba;
CP II F 32	Cimento Portland composto com adição de filler e resistência aos 28 dias de 32 MPa;
e	Excentricidade;
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente inicial;
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante;
f_{cdj}	Resistência de dosagem, a j dias de dosagem;
f_{cj}	Resistência à compressão axial, à idade j;
f_{ck}	Resistência característica do concreto;
$K_1, K_2, K_3, K_4, K_5, K_6$	Constantes do diagrama de dosagem;
M	Relação agregados secos/cimento;
NBR	Norma Brasileira;
P	Relação agregado graúdo seco/cimento;
S_c	Desvio padrão de dosagem;
a/c	Relação água/cimento

SUMÁRIO

CAPÍTULO I.....	12
1. Introdução.....	12
1.1. Considerações iniciais.....	12
1.2. Objetivos.....	14
1.2.1. Objetivo geral.....	14
1.2.2. Objetivos específicos.....	14
CAPÍTULO II.....	15
2. Revisão bibliográfica.....	15
2.1. Concreto.....	15
2.1.1. Agregados.....	15
2.1.2. Cimento.....	18
2.1.3. Água.....	19
2.1.4. Propriedades do concreto.....	19
2.2. Elasticidade do concreto.....	20
2.2.1. Módulo de elasticidade – Curva tensão deformação.....	22
2.2.3. Estimativa do módulo de elasticidade.....	27
2.3. Concreções lateríticas.....	29
2.3.1. Definições – origem – presença de solos lateríticos.....	29
2.3.2. Solos lateríticos no Brasil.....	30
2.3.3. Estudos com concreto laterítico.....	31
CAPÍTULO III.....	35
3. Materiais e métodos.....	35
3.2. Metodologia.....	35
3.2.1. Caracterização dos materiais.....	36
3.2.2. Estudo de dosagem.....	38
3.2.3. Estudo do concreto laterítico.....	40
CAPÍTULO IV.....	43
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	43
4.1. Ensaio de caracterização.....	43
4.1.1. Agregados graúdos – concreções lateríticas.....	43
4.1.2. Agregado miúdo.....	46

4.1.3. Cimento.....	47
4.2. Dosagem do concreto	48
4.2.1. Composição de maior massa unitária	48
4.2.2. Determinação do melhor teor de argamassa da mistura	48
4.2.3. Execução do traço piloto (1:5,0) e auxiliares (1;3,5 e 1;6,5).....	49
4.2.4. Obtenção do traço definitivo.....	50
4.3. Curva tensão versus deformação.....	55
4.3.1. Ensaio aos 7 dias.....	56
4.3.2. Ensaio aos 21 dias.....	58
4.3.3. Coeficiente de Poisson.....	61
4.3.4. Módulo de Elasticidade	62
CAPÍTULO V	64
5.1 Conclusões finais.....	64
5.2 Conclusão geral.....	65
5.3 Sugestões para trabalhos futuros	65
NORMAS CITADAS.....	66
REFERÊNCIAS	68

CAPÍTULO I

1. Introdução

1.1. Considerações iniciais

O concreto utilizado atualmente consiste em cimento Portland que juntamente com a água forma uma pasta fluida capaz de envolver os agregados e através de reações químicas entre o cimento e a água adquire resistência mecânica capaz de torna-lo um excelente material de desempenho estrutural (PETRUCCI, 1998).

Por se tratar de um material amplamente utilizado, estudos científicos são realizados tanto no concreto, como nos seus materiais constituintes, de modo que se tenham informações das propriedades, assim como a realização de simulações fazendo assim com que se entenda o comportamento dos materiais mediante as solicitações aos quais serão submetidos de forma que se tenha a garantia da resistência, desempenho e durabilidade da estrutura.

De acordo com o Sindicato Nacional da Indústria do Cimento – SNIC (relatório anual de 2013) o consumo de cimento *per capita* no mundo está em 543 kg/hab e o Brasil apresenta consumo de 348 kg/hab. A evolução do consumo médio, ainda de acordo com o estudo, foi de 399 kg/hab em 2006 para 543 kg/hab, aumento de 36,1% em 6 anos.

O crescimento do consumo do concreto se reflete nos agregados, tanto graúdos como miúdos, que devido à sua demanda tornam-se escassos ocasionando assim a elevação do preço. Além desse fator, o transporte da pedra aos centros de distribuição ou ao consumidor final, se mostra como um dos maiores contribuintes no preço dos agregados chegando a responder por cerca de 1/3 a 2/3 do valor final (LA SERNA et.al, 2009).

De acordo com Quaresma (2009) existem regiões no país onde os recursos disponíveis estão distantes. Por exemplo, rochas para obtenção de agregados não são encontradas na região de Manaus. Já na Bacia do Paraná, que compreende boa parte da região Sul e Sudeste do país, afloramentos de rocha para britagem são difíceis de encontrar, gerando assim a necessidade de transportar a brita por distâncias superiores a 100 km.

Essas questões de disponibilidade e dificuldades de obtenção podem ser observadas na Figura 1 onde os preços apresentados são referentes ao mês de maio de 2018 obtidos através do banco de dados do SINAPI – IBGE para insumos desonerados (após conversão para a escala

R\$ / tonelada considerando a brita com densidade de $1,8t/m^3$) de forma a se avaliar a variabilidade de preços encontradas no território nacional.

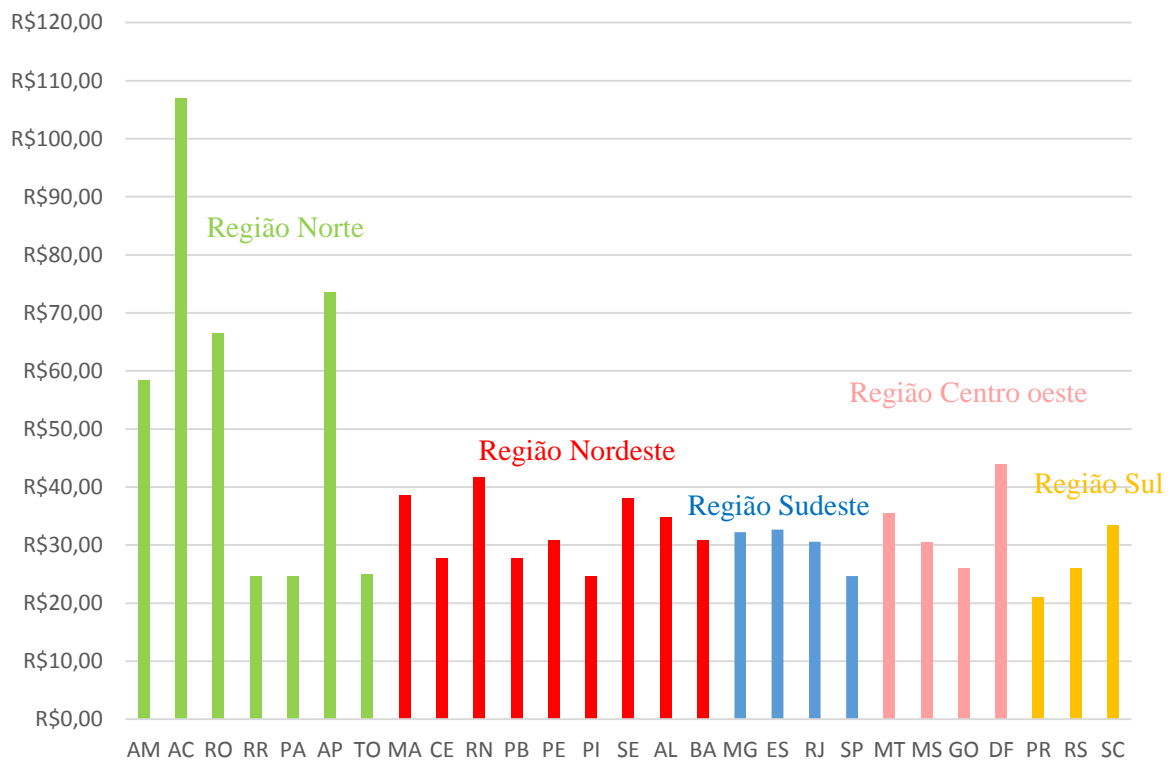


Figura 1: Preço médio da pedra britada nº2 sem frete - Por estado - Maio/2018

Fonte: SINAPI (2018)

Associado a questão da disponibilidade tem-se ainda a consideração do frete que tende a encarecer o produto final especialmente na região de Amazônica que de acordo com Moizinho (2007) apud Chagas (2011) ainda se tem a necessidade de utilizar o transporte fluvial por distâncias de até 3.000 quilômetros.

Devido à crescente escassez desses materiais e de forma a se reduzir a dependência a certos agregados, além de fornecer outras possibilidades que acabem por diminuir os custos sem que se prejudique o desempenho do concreto tem-se realizado pesquisas para encontrar materiais alternativos capazes de substituí-los.

Uma alternativa encontrada é o emprego de concreções lateríticas como agregado graúdo substituindo a rocha de origem granítica comumente denominada de “brita”. Esses materiais estão presentes em solos de regiões tropicais e subtropicais da terra sendo encontrados principalmente nos denominados latossolos que cobrem 40% das terras emersas no mundo e em torno de 65% da área do território brasileiro de acordo com Melfi (1994).

O dimensionamento estrutural de elementos em concreto armado está relacionado principalmente à resistência à compressão, e a partir dessa resistência são estimados outros parâmetros utilizados nos cálculos, como é o caso do módulo de elasticidade sendo utilizado para cálculos de deformações – deslocamentos e flechas.

De acordo com Araújo et al. (2012) o projetista estrutural obtém o valor do módulo de elasticidade a partir da resistência a compressão, sendo esse valor utilizado nos cálculos de modo a atender os estados limites de utilização.

De acordo com Santos et al. (2013) os maiores transtornos que acontecem nas estruturas são causados em decorrência da não consideração das deformações e dos deslocamentos corretos em idades pequenas, como por exemplo, desformas prematuras que geram flechas excessivas em lajes, além de concretagens feitas em finais de tardes muito quentes e a queda de temperatura durante a noite são fontes de distúrbios. Essas considerações evidenciam a necessidade de estudos de forma a compreender o comportamento da relação tensão deformação para aplicação adequada de concretos.

Dessa forma o presente estudo analisou a curva tensão deformação em concretos com substituição de rocha granítica por concreções lateríticas como agregado graúdo, de modo a observar o comportamento do concreto laterítico e avaliar sua possível aplicação como concreto estrutural conforme o estabelecido pela ABNT NBR 6118 (2014).

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo geral

Analisar a curva tensão versus deformação de concreto laterítico para produção de concretos estruturais.

1.2.2. Objetivos específicos

- Obter a curva tensão versus deformação do concreto laterítico;
- Comparar a curva tensão versus deformação do concreto laterítico com concreto de agregados de origem granítica;
- Estudar a viabilidade de emprego do concreto laterítico como concreto estrutural segundo a ABNT NBR 6118:2014;
- Avaliar estimativas comumente utilizadas do módulo de elasticidade através da resistência à compressão.

CAPÍTULO II

2. Revisão bibliográfica

2.1. Concreto

O concreto é um material composto, constituído essencialmente de um meio contínuo aglomerante sendo comumente empregado o cimento hidráulico que envolve os agregados, nos quais podem ser empregados aditivos capazes de melhorar as propriedades do concreto. Essa interação acaba por gerar um sistema bifásico: a pasta de cimento e os agregados onde as propriedades de cada fase bem como as da interface acabam por interferir no comportamento do concreto (MEHTA et al, 1994; NEVILLE, 2013).

2.1.1. Agregados

De acordo com Mehta et al (1994) os agregados empregados no concreto são erroneamente tratados como materiais inertes de enchimento mas que devido à sua complexidade de estudo ainda assim o são considerados. Eles apresentam propriedades que interferem diretamente no controle tecnológico, como por exemplo, porosidade, composição granulométrica, absorção de água entre outros. Um dos principais fatores que determinam essas propriedades é a composição mineralógica da rocha matriz além das condições de intempéries a qual ela esteve submetida, desse modo apresentam uma alta variedade de propriedades e por isso devem ser estudados de forma específica.

Os agregados são classificados segundo Bauer (2008) principalmente em função de três características:

- Quanto as dimensões das partículas: podem ser classificados como miúdo (partículas menores que 4,8mm) que compreende as areias, ou graúdo (maiores que 4,8mm) que compreende os cascalhos e britas.
- Quanto a origem: existem os agregados de origem natural em que são procedentes de jazidas sendo empregados da forma que são encontrados na natureza, e os agregados artificiais que têm sua composição particulada obtida por processos industriais. Nestes casos, a matéria prima pode ser: rocha, escória de alto forno e argila.
- Quanto ao peso específico aparente: Podem ser classificados como leves, normais e pesados.

O estudo das propriedades dos agregados é de fundamental importância de forma a se obter um melhor entendimento do concreto produzido, em especial quando se trata do emprego de agregados não comumente utilizados.

Sendo assim as principais características dos agregados para estudos de concreto são:

a) Massa unitária

O conhecimento da massa unitária (massa do material por unidade de volume) é necessário para a realização de estudos de dosagem por permitir a conversão de traços em massa para volume e vice-versa.

b) Absorção e umidade superficial

Segundo Mehta et al (1994), a capacidade de absorção consiste na quantidade total de água de modo que o agregado passe da condição seca em estufa para a condição de superfície saturada seca (SSS). Já a absorção efetiva consiste na quantidade de água requerida para trazer o agregado da condição seca ao ar para a condição SSS. Neste caso, a água além daquela absorvida da requerida para zona SSS é denominada de umidade superficial.

Ainda de acordo com os autores o estudo dessas propriedades é necessário para que possam ser realizadas correções das proporções de água e de agregado em misturas de concreto, podendo também ser utilizadas como medida inicial de porosidade e resistência do agregado.

c) Resistência à compressão, resistência à abrasão e módulo de elasticidade

Essas propriedades estão interrelacionadas e influenciam na resistência e propriedades elásticas do concreto endurecido. Apesar de que para agregados de origem granítica normalmente essas propriedades não serem limitantes para seu emprego no concreto, o estudo dessas características é importante especialmente em função da grande influência da permeabilidade. De acordo com Mehta (1994) apud Santos (2013) agregados naturais de baixa porosidade, exemplo o granito, apresentam faixa de 70 a 140 GPa de módulo de elasticidade enquanto que, agregados leves, a depender de sua porosidade, podem apresentar módulos variando de 7 a 28 GPa.

d) Dimensão máxima e composição granulométrica

A composição granulométrica consiste na distribuição das partículas entre várias dimensões geralmente apresentadas em porcentagem acumulada sendo necessária sua especificação visto a sua influência na trabalhabilidade do concreto. Por exemplo tem-se que

areias muito finas aumentam o consumo de água, e agregados que não apresentam um excesso de qualquer tamanho de partículas gera misturas de concreto mais trabalháveis e econômicas. (Mehta et al, 1994).

A dimensão máxima característica é designada como a dimensão da abertura da peneira no qual ficam retidos 15 por cento ou menos das partículas. Tem-se que quanto maior a dimensão máxima menor será a área superficial por unidade de volume que tem que ser coberta pela pasta do cimento. Com isso se consegue economizar em cimento sem reduzir a resistência e a trabalhabilidade, apesar de que concretos com agregados de partículas maiores tendem a produzir maiores microfissuras na zona de transição, tendo assim sua dimensão limitada à 19mm em concretos de alta resistência. (MEHTA et al, 1994).

e) Forma e textura superficial

A forma e a textura das partículas dos agregados influenciam principalmente as propriedades do concreto fresco. Visto que, por exemplo, comparadas às partículas lisas e arredondadas, as partículas de textura áspera e forma lamelar requerem mais pasta de cimento para produzir misturas trabalháveis aumentando assim o consumo de cimento e por consequência o custo do concreto (MEHTA et al, 1994).

A forma do agregado graúdo pode ser avaliada a partir do ensaio de índice de forma que tem como finalidade estabelecer se as partículas ensaiadas apresentam característica predominantemente lamelar ou arredondada. A ABNT NBR 7211:2005 limita o valor do índice de forma em 3 (que representa uma partícula de característica lamelar). Quando este é determinado pelo método do paquímetro, descrito na ABNT NBR 7809:2005, esse índice é definido como a “média da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe”.

Ainda de acordo com os autores a resistência do concreto pode ser afetada pela textura do agregado em que texturas mais ásperas formam uma aderência mecânica forte entre a pasta de cimento e o agregado, fato também descrito por Chagas Filho:

O efeito do maior ou menor desempenho de um concreto, também passa pela consideração da textura do agregado que influencia a aderência na interface pasta agregado pela maior ou menor adesividade dos constituintes presentes. Se a aderência não se realiza, o processo de transferência de esforços provoca o desprendimento dos agregados da - argamassa. (Chagas Filho, 2005, pg. 27)

Neville (2016) aponta que a forma e a textura dos agregados miúdos têm efeito significativo na demanda de água da mistura, e essas propriedades podem ser estabelecidas indiretamente através da porcentagem de vazios no estado solto

f) Presença de substâncias deletérias

De acordo com Mehta et al (1994) as substâncias deletérias são aquelas que estão presentes como constituintes minoritários, mas que podem prejudicar a trabalhabilidade, a pega e o endurecimento. Exemplos dessas substâncias deletérias são os materiais passantes na peneira de 75 μm de abertura (materiais pulverulentos) além de torrões de argila e partículas friáveis, em que tais substâncias afetam a trabalhabilidade, o consumo de água e a resistência à abrasão.

2.1.2. Cimento

O aglomerante normalmente empregado é o cimento Portland. Chagas Filho (2005), define o cimento Portland como um pó cinza de partículas angulares de tamanhos da ordem de 1 a 50 μm , sendo fabricado pela moagem de clínquer no qual são adicionados gipsita de forma a impedir a pega instantânea.

O cimento Portland por si só não é capaz de aglomerar agregado miúdo e agregado graúdo de forma que só adquire propriedade adesiva com a adição de água. Esse fenômeno acontece porque ocorrem reações entre o cimento e a água, denominadas de hidratação do cimento, gerando produtos que apresentam características de pega e endurecimento (MEHTA et al, 1994).

No estudo do cimento, o conhecimento de algumas de suas propriedades é importante de modo que se possa aplicar corretamente o cimento além de prever seu comportamento. Uma delas é a finura, que pode ser relacionada de acordo com Bauer (2008) em duas formas: uma relacionada pelo tamanho máximo do grão, e alternadamente pela superfície específica sendo essa análise de maior interesse visto que ela governa a velocidade de reação de hidratação do cimento. O aumento da finura produz pastas de maior resistência, diminui a segregação, aumenta a impermeabilidade, a trabalhabilidade e a coesão dos concretos e para isso a ABNT NBR 11578 (1991) estabelece limites para a finura em cimentos empregados em concretos.

Além da finura, um dos aspectos físicos mais importantes quando se trata de cimento e seu emprego em concretos é a pega. Mehta et al (1994), descreve a pega como a solidificação da pasta plástica do concreto sendo dividida em duas etapas: o início de pega que marca o tempo

em que a pasta não é mais trabalhável influenciando assim no lançamento, na compactação e acabamento do concreto; e o fim de pega que é o tempo necessário para que a pasta de cimento solidifique por completo.

2.1.3. Água

Devido a sua influência no desempenho de concretos, o cuidado no emprego da água deve ser tomado de modo a atender ao estabelecido por normas que no caso do Brasil tem-se a NBR 15900-1 (2009) que traz os requisitos para uso da água para amassamento de concreto.

2.1.4. Propriedades do concreto

Podendo o concreto ser utilizado como um material estrutural, o estudo de suas propriedades é de fundamental importância para previsão do seu comportamento mediante as solicitações sobre as quais estará submetido, sendo estudadas assim as características do concreto no seu estado fresco e no seu estado endurecido. Além de conhecer as propriedades do concreto, para um controle tecnológico adequado, estudos referentes aos materiais constituintes devem ser feitos de modo a se compreender melhor o comportamento do material.

- Propriedades do concreto fresco
 - a) Trabalhabilidade

É uma propriedade do concreto fresco composta de dois componentes principais: a fluidez, que traduz a facilidade de mobilidade da massa e a coesão, que é a resistência a exsudação e/ou segregação. Blanks, Vidal, Price e Russel apud Petrucci (1998) definem a trabalhabilidade como sendo “a facilidade com que dado conjunto de materiais pode ser misturado para formar concreto e, posteriormente, ser transportado e colocado com um mínimo de perda de homogeneidade”.

Tal propriedade sofre influência de diversos fatores que segundo Petrucci(1998), são: fatores internos (traço, aditivo, forma dos grãos dos agregados, granulometria do concreto, relação água cimento) e fatores externos (tipo: de mistura, de transporte, de lançamento, de adensamento e dimensões e armadura da peça a se concretar).

- b) Exsudação

A exsudação corresponde à tendência que a água de amassamento tem de vir à superfície de um concreto recém lançado, podendo trazer consigo partículas finas de cimento ocasionando em um concreto poroso e menos resistente, além de que a saída pode afetar nas reações químicas no concreto impedindo o desenvolvimento de sua resistência. Petrucci e Paulon (1998) trazem que os efeitos de exsudação são atenuados” em misturas ricas, cimentos muito finos e agregados

naturais de grãos arredondados” podendo ser controlada com uma dosagem adequada que evite o emprego de água além do necessário.

- Propriedades do concreto endurecido

A. Resistência aos esforços mecânicos

O concreto apresenta boa resistência à compressão cujos valores são obtidos por rompimento de corpos de provas e usados no dimensionamento dos elementos estruturais. No que diz respeito aos esforços de tração, o concreto apresenta baixa resistência sendo esse o principal fator de se adicionar o aço à mistura, tornando-o assim, em concreto armado.

Durante a realização de ensaios para a determinação da resistência deve-se atentar à interferência da presença de água no concreto que de acordo com Butcher (1958) *apud* Neville (2016) se apresenta de forma que concretos com secagem plena apresentam aumento de até 10% em sua resistência. Entretanto o mesmo transcreve que a condição seca de ensaio é difícil de ser executada por incluir vários graus de secagem.

B. Absorção

O concreto é um material que por sua constituição é necessariamente poroso pois não se consegue preencher a totalidade dos vazios do agregado com uma pasta de cimento em função, por exemplo, da utilização de água superior ao necessário para hidratação do aglomerante e ao evaporar essa água gera vazios ou pela incorporação de ar durante a mistura (PETRUCCI e PAULON, 1998). A absorção consiste no processo físico em que o concreto retém água nos poros, sendo função dos poros que têm comunicação com o exterior, podendo ser determinada a partir de um ensaio simples de imersão em água.

C. Deformação

As deformações no concreto podem ser ocasionadas por variação das condições ambientes (retração, variações da umidade e da temperatura) e por ação das cargas externas (deformação imediata, lenta, lenta recuperável e por fluência), de modo que existirão sempre essas deformações cabendo o controle dos agentes de modo a evitar patologias à estrutura. Associada à capacidade de deformação está a elasticidade do concreto que é avaliada, por exemplo, através do módulo de elasticidade.

2.2. Elasticidade do concreto

De acordo com Timoshenko e Gere (1983), corpos quando submetidos a esforços sofrem deformações, e quando esse material é descarregado a deformação sofrida durante o carregamento desaparecerá parcial ou completamente, sendo essa propriedade na qual ele tende a retornar à sua forma original denominada de elasticidade. Ao retornar completamente à sua

forma original tem-se um material perfeitamente elástico, mas se o retorno não for total é considerado como parcialmente elástico.

O concreto tem comportamento parcialmente elástico apresentando assim comportamento não linear na curva tensão-deformação, sendo esse diagrama para o concreto obtido a partir do ensaio de compressão simples (ARAUJO, 2014). A não linearidade da relação entre tensão versus deformação é explicada pelo processo de micro fissuração progressiva que ocorre na interface entre agregado graúdo e pasta de cimento quando submetida por cargas (MEHTA et al, 1994). Além de se tratar de material não elástico tem-se que nem as deformações nem as restrições são uniformes ao longo da peça de concreto, apresentando assim distribuições de tensões tendendo a variar de ponto a ponto (BS 1881 Part 203, 1986, *apud* PRADO, 2006). O comportamento do gráfico tensão versus deformação característico do concreto bem como os estágios de fissuração estão descritos a seguir e apresentados na Figura 2.

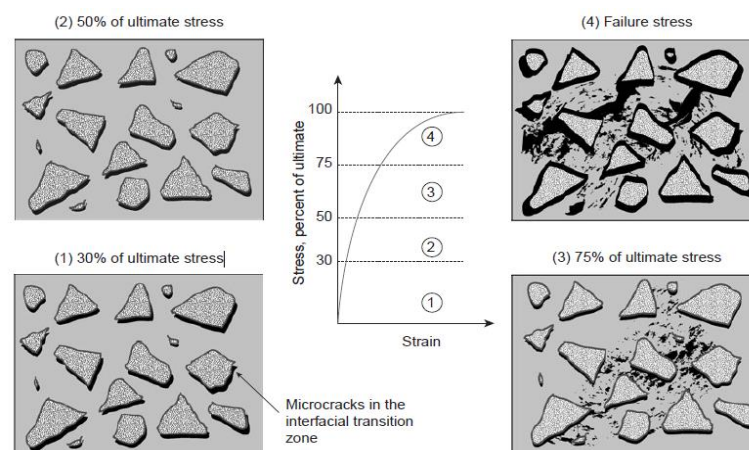


Figura 2: Gráfico tensão versus deformação e estágios de fissuração

Fonte: Mehta et al (1994)

No estágio 1, em que as tensões estão abaixo de cerca 30% da carga última as fissuras na zona de transição permanecem estáveis e o comportamento da curva permanece linear. Ao entrar-se no estágio 2 tem-se que a tensão aumenta gerando aumentos nas fissuras na zona de transição, fazendo assim com que a curva desvie sensivelmente de uma linha reta, se considerando até 50% como um sistema estável de microfissuras na zona de transição sendo ainda desprezível a fissuração da matriz.

De 50 a 75% da carga última (estágio 3) o sistema de fissuras na zona de transição se torna instável além de uma maior proliferação e propagação de fissuras na matriz fazendo com que a curva se incline consideravelmente em direção à horizontal. Entre 75 e 80% da carga

última o material parece atingir nível crítico necessário para o crescimento espontâneo das fissuras sob tensão constante e o material deformará até o colapso, ou seja, acima dos 75% da carga última (estágio 4) desenvolvem-se tensões muito elevadas indicando um sistema de fissuras contínuas (MEHTA et al, 1994)

2.2.1. Módulo de elasticidade – Curva tensão deformação

Mehta et al (1994) define o módulo de elasticidade como a declividade da curva tensão deformação para concreto sob carregamento uniaxial sendo determinado pela ABNT NBR 8522:2008. Por se tratar de um material que apresenta curva não linear existem três métodos de determinação dos módulos de deformação longitudinal (Figura 3) que são descritos por Helene (1998), *apud* Melo Neto (2002)):

- Módulo de deformação, estático e instantâneo, tangente à origem, também denominado como módulo de elasticidade tangente inicial. Do ponto de vista prático de ensaio corresponde ao módulo de elasticidade cordal entre 0,5 MPa e $0,3 f_{ck}$ e ao módulo de elasticidade secante a $0,3 f_{ck}$. Convenciona-se indicar este módulo de deformação por E_{ci} .
- Módulo de deformação, estático e instantâneo, secante a qualquer porcentagem de f_{ck} . Em geral trabalha-se com o módulo cordal entre 0,5 MPa e $0,4 f_{ck}$, que é equivalente ao módulo de elasticidade secante a $0,4 f_{ck}$, pois esta é geralmente a tensão nas condições de serviço recomendadas nos códigos e normas de projeto de estruturas de concreto. Convenciona-se indicar este módulo de deformação por E_{cs} .
- Módulo de deformação, estático e instantâneo, cordal entre quaisquer intervalos de tensão ou deformação específica. Do ponto de vista prático de projeto é pouco utilizado.

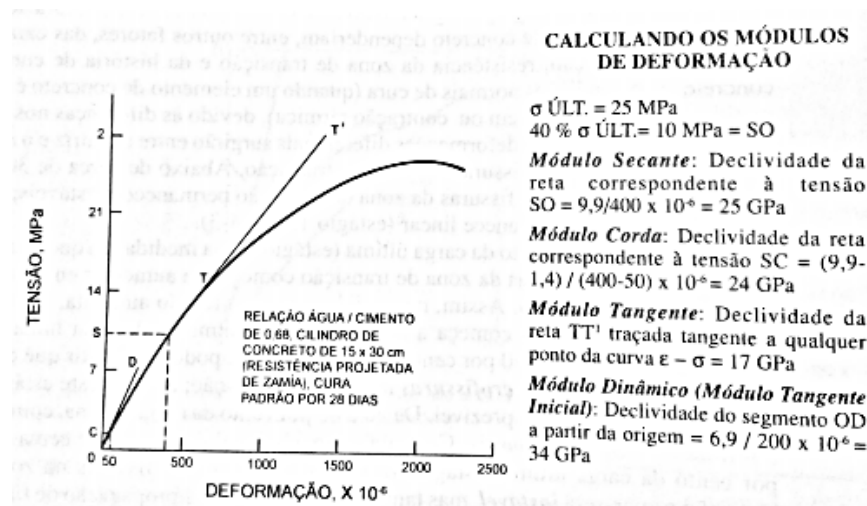


Figura 3: Tipos diferentes de módulos de deformação e o método de determinação

Fonte: Mehta (1994).

Dentre esses diferentes módulos de deformação, a ABNT NBR 6118 (2014), traz no item 8.2.8 que para avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser considerado um módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, sendo ele igual ao módulo de deformação secante E_{cs} . E o módulo de elasticidade inicial E_{ci} sendo empregado para o cálculo das perdas de protensão.

O estudo do comportamento elástico do concreto parte inicialmente do conhecimento de fatores que interferem no desempenho estrutural do concreto de modo a se prever o comportamento bem como otimizar o emprego dos materiais de forma a atender da melhor forma possível os esforços solicitantes. A seguir serão descritos alguns dos fatores que interferem no módulo de elasticidade.

- Agregados

De acordo com Mehta et al (1994, p.17) “O agregado é o principal responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto”. Sendo assim, a principal característica dos agregados que influenciam o módulo de elasticidade é a porosidade visto que ela é quem determina a rigidez do agregado que por sua vez controla sua capacidade de restringir deformações na matriz. Isso acontece de forma que quanto maior a quantidade de agregados com elevado módulo de elasticidade maior será o módulo do concreto.

A influência do agregado pode ser mais bem observada na Figura 4, tendo-se que embora o módulo de elasticidade do agregado seja alto, propriedades, como forma, matriz, porosidade e superfície interferem reduzindo, então, o módulo de elasticidade do concreto.

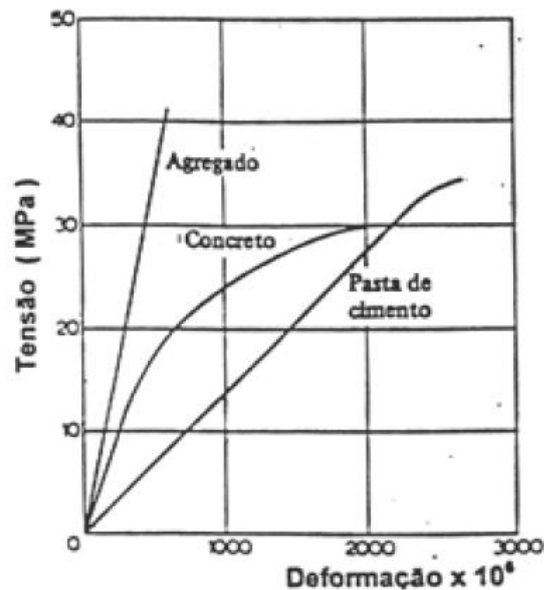


Figura 4: Curvas de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto

Fonte: Mehta et al, 1994

Outras propriedades influenciam o módulo de elasticidade, como: dimensão máxima, forma, textura, granulometria, composição mineralógica podendo influenciar na interação agregado-pasta de cimento na zona de transição e assim afetando a forma da curva tensão deformação.

- Matriz da pasta de cimento

O módulo de elasticidade da deformação da matriz do cimento também é determinada pela sua porosidade, sendo esta regulada pela relação água/cimento, conteúdo de ar, adições minerais e grau de hidratação. Mehta et al (1994) relata que valores de 7 a 28 GPa para pastas de cimento Portland com várias porosidades, apresentando assim valores aproximados aos obtidos para agregados leves.

- Zona de transição

Espaços vazios, microfissuras e cristais orientados de hidróxido de cálcio são relativamente mais comuns na zona de transição e acabam por desempenhar importante papel na determinação das relações tensão deformação no concreto.

Além disso, outro efeito observado é que a resistência e o módulo de elasticidade não são influenciados no mesmo grau pelo tempo de cura, em que estudos apresentaram que o módulo de elasticidade apresentou aumento em taxa maior quando comparada com a resistência

à compressão. Esse fenômeno acontece possivelmente como resultado de que a interação química lenta entre a pasta de cimento alcalina e o agregado seja mais pronunciada para a relação tensão versus deformação do que para a resistência do concreto à compressão.

- Parâmetros de ensaio

As condições em que são realizados os ensaios também podem influenciar os resultados obtidos seja pela umidade do ambiente, ou pela interferência do operador. Um exemplo dessas influências é trazido por Mehta et al (1994) em que concretos testados em condições úmidas apresentam cerca de 15% maior módulo de elasticidade quando comparado com corpos de provas equivalentes testados na condição seca.

Ainda de acordo com os autores, o aparecimento de fissuras e o grau de não linearidade da curva tensão deformação dependerá da taxa de aplicação de carga, visto que sob carga instantânea somente uma pequena deformação pode acontecer antes da ruptura apresentando um alto módulo de elasticidade. Na faixa de tempo comumente necessária para testar as amostras (2 a 5 minutos) a deformação aumenta cerca de 20% reduzindo o módulo na mesma taxa. E para taxas de carregamento muito lentas acontece a sobreposição entre as deformações elásticas e a fluência diminuindo ainda mais o módulo de elasticidade, conforme observado na Figura 5.

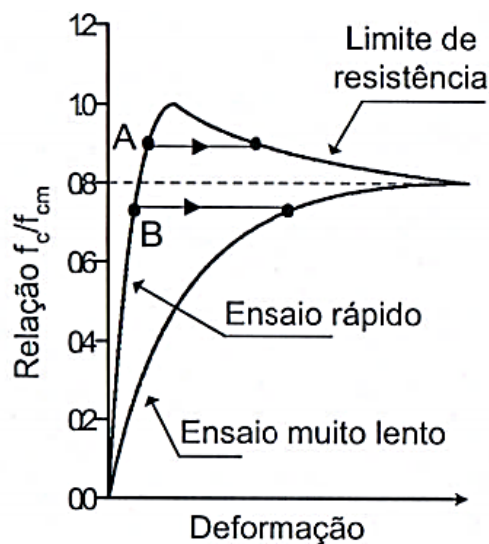


Figura 5: Influência da velocidade de carregamento na curva tensão deformação

Fonte: Araújo (2003)

De acordo com Araújo et al (2012) a ABNT NBR 8522 (2008) prevê a tensão inicial de 0,5 MPa, para reduzir os efeitos da presença de imperfeições nos corpos de prova, da

variabilidade das máquinas de ensaios e do processo de acomodação dos pratos do topo e base da prensa de ensaio, pois estes fatores podem gerar uma perturbação inicial no traçado das curvas tensão-deformação.

2.2.2. Análise da curva tensão versus deformação

No que diz respeito à curva tensão deformação o concreto apresenta comportamento não linear se comportando como material frágil, de modo que não se observa proporcionalidade entre tensão e deformação desobedecendo assim à Lei de Hooke. Uma atenção na determinação da curva para o concreto é o fato de que o trecho descendente do diagrama só será obtido a partir de ensaio de compressão com velocidade de deformação controlada.

Além da observação dos valores dos diferentes tipos de módulos de elasticidade a curva tensão deformação oferece parâmetros para dimensionamento estrutural que são:

- ϵ_{c2} (deformação específica do concreto de encurtamento no início do patamar plástico);
- ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura).

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece como $\epsilon_{c2} = 2,0\%$ e $\epsilon_{cu} = 3,5\%$ e a indicação desses pontos na curva pode ser observado na Figura 6.

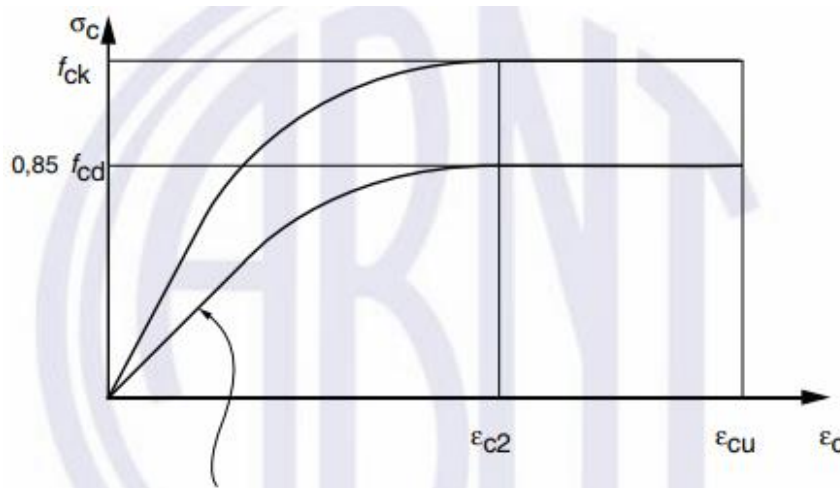


Figura 6: Parâmetros da curva tensão versus deformação

Fonte: Item 8.2.10.1 - ABNT NBR 6118 (2014)

Tendo assim, a equação da sua curva definida pela Equação 01 para concretos com f_{ck} inferior a 50MPa.

$$\sigma_c = 0,85f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right] \quad \text{Eq. 01}$$

Visando estabelecer um critério comum ao dimensionamento buscou-se algo de comum entre os diagramas tensão versus deformação no sentido de se obter um diagrama ideal ainda que simplificado, sendo adotado um diagrama parábola retângulo em que é feita a concordância entre a parábola do 2º grau e reta para $\varepsilon_{c2} = 2,0\%$ (SUSSEKIND, 1981).

O conhecimento desses parâmetros é de fundamental importância por caracterizar o comportamento do concreto e por isso interfere nas hipóteses de cálculo. Inicialmente analisa-se os chamados estádios de deformação que determinam o comportamento da peça até sua ruína. São considerados três estádios para deformação de uma viga na flexão normal simples.

O Estádio I também denominado de estado elástico em que a tensão de tração no concreto não ultrapassou sua resistência característica à tração e apresenta diagrama linear sem o surgimento de fissuras visíveis.

O Estádio II ou estado de fissuração ocorre quando a ação de um momento fletor gera tensões de tração no concreto que superam sua resistência de maneira que surgem fissuras na região submetida a esforços de tração. E por fim o Estádio III em que o concreto atinge valores próximos a ruptura em que se caracteriza a fibra mais comprimida começa a plastificar ao atingir ε_{c2} chegando até ε_{cu} sem aumento de tensão, e tem-se diagrama de tensões vertical (uniforme) com quase todas as fibras trabalhando com deformações superiores a ε_{c2} até ε_{cu} (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2016)).

2.2.3. Estimativa do módulo de elasticidade

De acordo com Melo e Helene (2002) as normas atuais, em grande parte, relacionam o módulo de elasticidade de um concreto com sua resistência à compressão através de fórmulas matemáticas devido a uma maior complexidade da determinação do módulo de elasticidade do concreto em relação a determinação de sua resistência à compressão. E por isso a grande maioria dos projetos estruturais utiliza um valor para o módulo de elasticidade obtido através de fórmulas matemáticas, tomando como variável a resistência à compressão.

Existem diversos modelos de previsão do módulo de elasticidade com base na resistência à compressão e para o estudo em questão, serão avaliados o módulo de elasticidade de tangente inicial e o módulo de elasticidade secante. Sendo assim, foram selecionados alguns modelos para previsão do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci}) e o módulo de elasticidade secante (E_{cs}):

1) ABNT NBR 6118:2014

- a. Módulo de elasticidade tangente inicial determinado a partir da Equação 02

$$E_{ci} = \alpha_E * 5600\sqrt{f_{ck}} ; \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa.} \quad \text{Eq. 02}$$

Onde,

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

- b. Módulo de elasticidade secante (Equações 03 e 04)

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci} \quad \text{Eq. 03}$$

Onde,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 * \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \text{Eq. 04}$$

- 2) ACI 318 (2014) estabelece o módulo de elasticidade secante a partir da Equação 05:

$$E_{cs} = 4733\sqrt{f_{ck}} \quad \text{Eq. 05}$$

No caso desse modelo se estimará o modulo tangente inicial como em torno de 1,1 vezes maior que o módulo de elasticidade inicial.

- 3) CEB/FIB Model Code 90 (1993) estabelece o módulo de elasticidade inicial a partir da Equação 06:

$$E_{ci} = \alpha_E * 2,15 * 10^4 * (f_{ck}/10)^{1/3} \quad \text{Eq. 06}$$

Os valores de α_E são os mesmos que os empregados na ABNT NBR 6118 (2014).

De acordo com Melo e Helene (2002, pg. 5) “os modelos propostos não têm como precisar com certeza o valor do módulo de elasticidade em função da resistência e do tipo de agregado, sendo assim necessário considerá-los esses modelos apenas como aproximações”.

Dessa forma se torna ideal o estudo prévio do concreto com o que se irá trabalhar, conhecendo assim de forma mais realista a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidades.

2.3. Concreções lateríticas

2.3.1. Definições – origem – presença de solos latéritos

Segundo Costa (1991) *apud* Chagas Filho (2005), o termo laterita, designa rochas formadas ou em processo de formação por meio de intenso intemperismo químico de rochas pré-existentes, sob condições tropicais ou equivalentes. São ricas em Fe (ferro) e Al (alumínio) e pobres em Si (silício), K (potássio) e Mg (magnésio), se comparadas com a rocha que lhe deu origem. Em sua composição mineralógica encontram-se geralmente oxi-hidróxidos de ferro (hematita, magemita e goethita), de alumínio (gipsita, boehmita a Al-goethita), de fosfatos de alumínio (crandalita-goyasita, variscita, angelita, vardita), de manganês (litioforita, todokorita), de argilo-minerais (caulita, esmectita, halloysita), e resistatos (turmalina, cassiterita, rutilo, etc).

Espindola *et al* (2008) resumem afirmando que os materiais lateríticos são depósitos residuais da crosta terrestre oriundos de acúmulos relativos e absolutos de constituintes resistentes à intemperização sendo expressivos em regiões tropicais.

Chagas Filho (2005) descreve detalhadamente o processo de formação das concreções lateríticas. De acordo com o autor as concreções são produtos dos processos de transformação ocorridos nas rochas pelo intemperismo físico e químico. Em locais com chuvas abundantes e períodos de estiagem regular se tem acelerado o processo de intemperismo. O ciclo de molhagem e secagem através da hidrólise faz com que os silicatos das rochas sejam atacados surgindo a formação de (K^+ , Ca^{2+} , Na^{2+} , Mg^{2+} e Si^{4+}), ferro, alumínio e silício, entre outros, que com a presença de uma boa drenagem são carregadas pelas águas das chuvas, havendo concentração de compostos de ferro, alumínio e silício. Esses materiais são mais resistentes ao carreamento, e acabam por formar um complexo de óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e silício como elementos predominantes, sendo denominado de ferralítico.

Ainda segundo o autor, o encouraçamento, que é um processo de formação das concreções, acontece com a passagem do ferro de seu estado ferroso (Fe^{2+}) para o seu estado férrico (Fe^{3+}) através da irrigação e precipitação, que com a continuada desidratação dos géis dão origem a hematita (Fe_2O_3). Quando o encouraçamento ocorre no complexo ferralítico, é denominado de acumulação relativa de sesquióxidos e quando fora deste, acumulação absoluta de sesquióxidos. Tais variações fazem com as concreções apresentem diferentes propriedades

características como por exemplo a dureza, estrutura bem cimentada ou aqueles pouco cimentados que apresentam uma maior porosidade.

2.3.2. Solos lateríticos no Brasil

Os solos lateríticos são característicos de regiões tropicais e subtropicais da terra, sendo encontrados no território brasileiro sob as denominações de latossolo, podzólico e terra roxa e solos lixiviados sob floresta. De acordo com Melfi (1994) *apud* Chagas (2011) tem-se que em relação ao Brasil, mais de 60% do território brasileiro é coberto por latossolos (Figura 7), em que esta cobertura não é homogênea devido à variedade de materiais lateríticos.



Figura 7: Presença de latossolos no Brasil

Fonte: Ker (1981) *apud* Chagas (2011).

De acordo com Ker (1981) *apud* Chagas (2002) no Brasil existem sete tipos de latossolos no Brasil: Ferrífero, Roxo, Vermelho Escuro, Vermelho Amarelo, Bruno e Vermelho Amarelo de Variação Una. A Figura 8 traz a distribuição do latossolo no Brasil de acordo com o mapa de solos do IBGE elaborado de acordo com base no novo sistema brasileiro de classificação de solos.

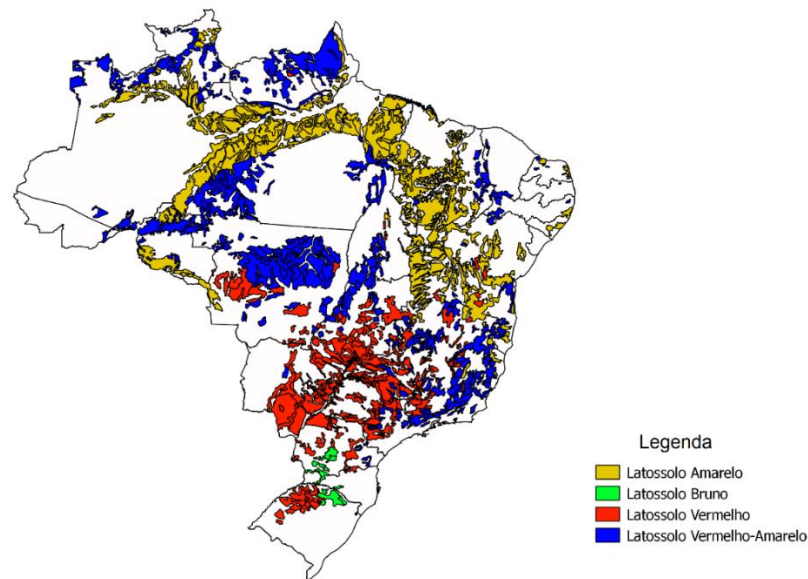


Figura 8: Latossolos presentes no Brasil

Fonte: IBGE (2001).

2.3.3. Estudos com concreto laterítico

O emprego de concreções lateríticas para confecção de concretos estruturais em substituição aos agregados graúdos de origem granítica, de acordo com Negussie (1990) *apud* Shuaibu (2014) provou ser de alta relevância econômica especialmente em nações em desenvolvimento devido a sua abundante disponibilidade, em que estudos forneceram um confiável conjunto de dados para o emprego desses materiais em concreto.

De acordo com Muthusamy *et al* (2015) o emprego de agregados lateríticos como um substituto parcial de agregados graúdos pode reduzir a alta dependência da indústria de construção no consumo de agregado granítico e por consequência prolongar a reserva de agregados graníticos para gerações futuras.

Apesar da alta disponibilidade de concreções lateríticas em jazidas, pesquisas sobre as propriedades do concreto laterítico e do concreto armado laterítico são escassas. Entretanto, estudos já vêm sendo realizados para o emprego das concreções lateríticas como substituição aos agregados convencionais em concretos sendo avaliadas as características de tal agregado bem como suas vantagens e limitações. Um dos estudos realizados por Shuaibu (2014) que mostrou que o emprego de solo laterítico faz com que a trabalhabilidade do concreto seja menor, apesar de que o concreto produzido se compara em resistência ao concreto comum com emprego de rocha granítica e se mostrou capaz de melhorar propriedades do concreto à depender da natureza da laterita.

Outro estudo realizado, sendo esse na Malásia, por Kamaruzaman *et al* (2012) mostrou que a substituição de 30% do agregado graúdo por agregado laterítico pode produzir um concreto laterítico com resistência de 30MPa.

Um das principais propriedades de interesse no estudo da utilização de concreções lateríticas é a absorção. No estudo realizado por Chagas (2011) pode-se observar a evolução da absorção do agregado em função do tempo conforme apresentado na Figura 9.

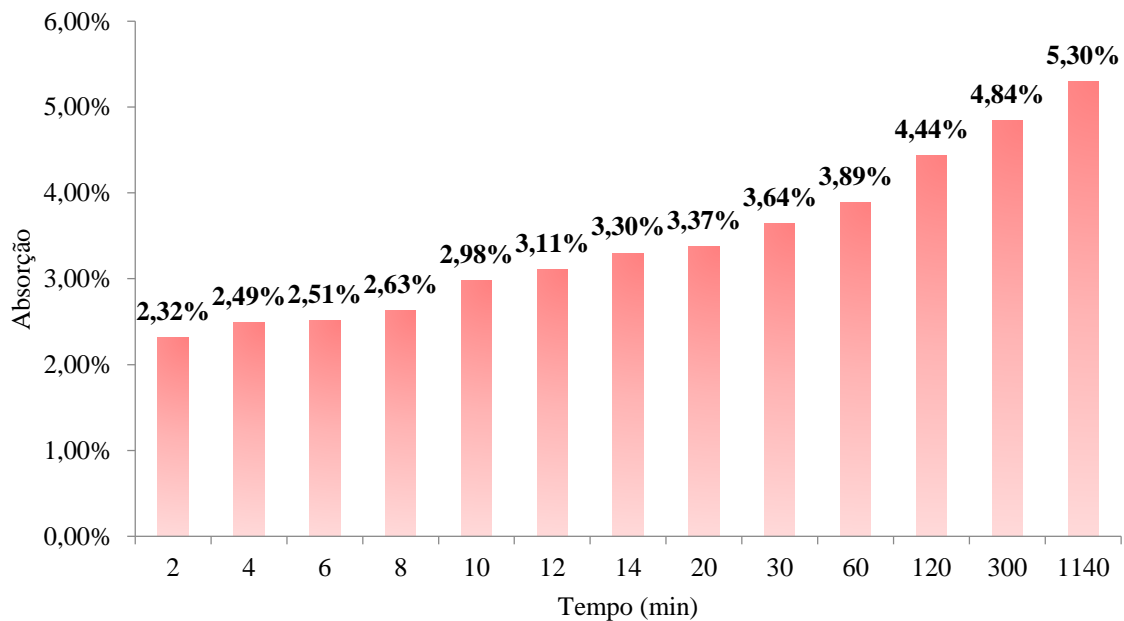


Figura 9: Absorção do agregado laterítico ao longo do tempo

Fonte: Chagas (2011).

Conforme se observa na Figura 9 tem-se que já nos primeiros minutos o agregado já absorve a quantidade de água acima do valor para agregados graníticos em 24 horas e em 8 minutos atinge 50% de sua absorção total. Decorrente disso tem-se a necessidade de correção do fator água/cimento na produção do concreto.

No que diz respeito à estudo da curva tensão versus deformação tem-se a pesquisa realizada por Chagas (2011) com concreto lateríticos dosado com aditivo plastificante à base de lignosulfonato conforme observa-se na Figura 10, obtendo para o concreto de referência sem aditivo um valor de ϵ_{c2} de 1,33‰, sendo o concreto com teor de 0,8% o único que ultrapassa o limite de deformação de 2,0‰.

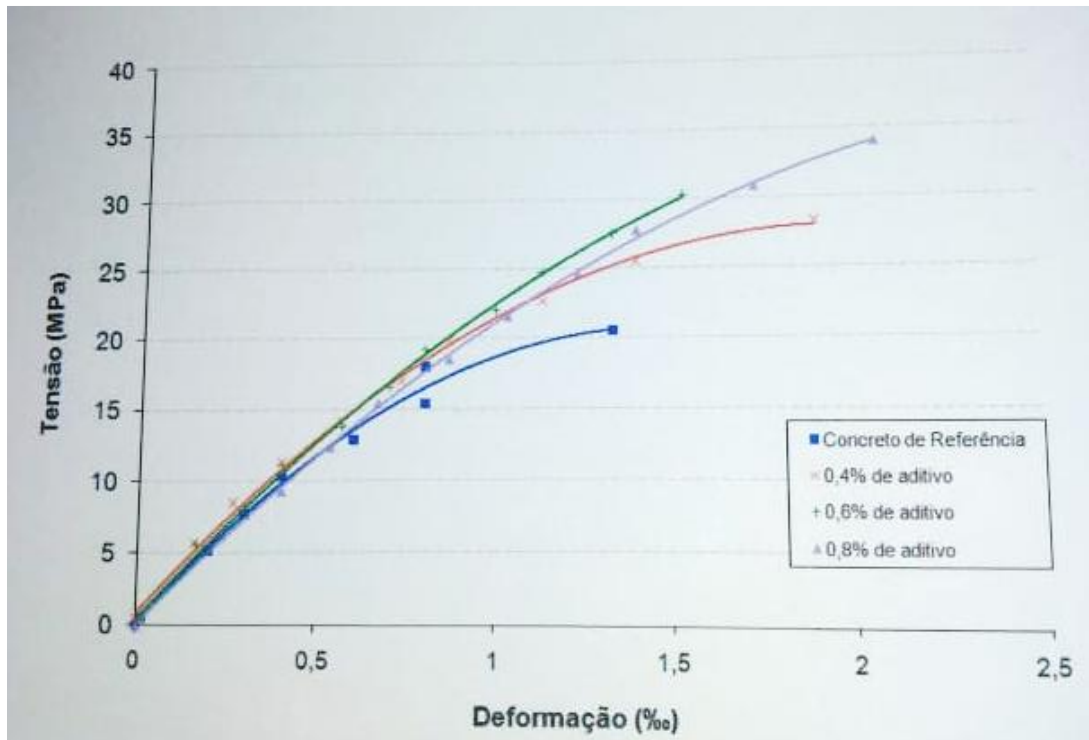


Figura 10: Curva tensão deformação para diversas dosagens na idade de 28 dias

Fonte: Chagas (2011).

A pesquisa realizada por Chagas (2011) para concretos lateríticos com concreções da região de Mari-PB ainda traz valores de módulos de elasticidade inicial (E_{ci}) que apresentaram para o concreto de referência valores da ordem de 26,93 GPa, sendo tais valores inferiores aos obtidos pelas expressões teóricas dos órgãos normativos.

Além desses estudos existem outros realizados no Brasil e na Nigéria sobre as propriedades dos agregados lateríticos e que foram resumidos por Chagas Filho (2005), sendo descrito na Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades das concreções lateríticas do Brasil e da Nigéria

Parâmetros	SP-PB	MO-PA	SL-MA	SP-PB	NIGERIA		CA-PI	CA-PI
					1	2		
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	30,8	-	42,0	-	-	42,7	-
Absorção após 6 horas (%)	9,5	9,6	4,5	3-7	7,2	9,2	4,5	5,2
Resistência ao desgaste (%)	42,3	64,8	41,2	44,5	33,2	34,1	35,0	38,0
Resistência ao esmagamento (%)	54,5	40,7	-	12,6	-	-	30,1	32,3

Fonte: Chagas Filho, 2005.

CAPÍTULO III

3. Materiais e métodos

A seguir serão descritos os materiais e métodos usados na pesquisa.

Para realização do estudo estabeleceu-se a resistência característica do concreto à compressão para moldagem dos corpos de prova como sendo de 25,0 MPa, por se tratar da menor resistência em projetos de estruturas de concreto com grau moderado de agressividade que é caracterizado por estrutura em ambiente urbano, sendo esse limite estabelecido pelo item 7.4 da ABNT NBR 6118:2014.

3.1. Materiais

Os materiais usados na pesquisa foram:

- Cimento: CP II F 32 – Cimento Portland composto com adição de filler pela facilidade de oferta e estoque no mercado 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 jazida localizada à 6,0 km da cidade de Mari- PB;
- Água potável: destinada ao consumo humano retirada da rede de abastecimento da cidade fornecida pela Companhia de Água e Esgotos da Paraíba (CAGEPA).

3.2. Metodologia

A Figura 11 ilustra as etapas da pesquisa.

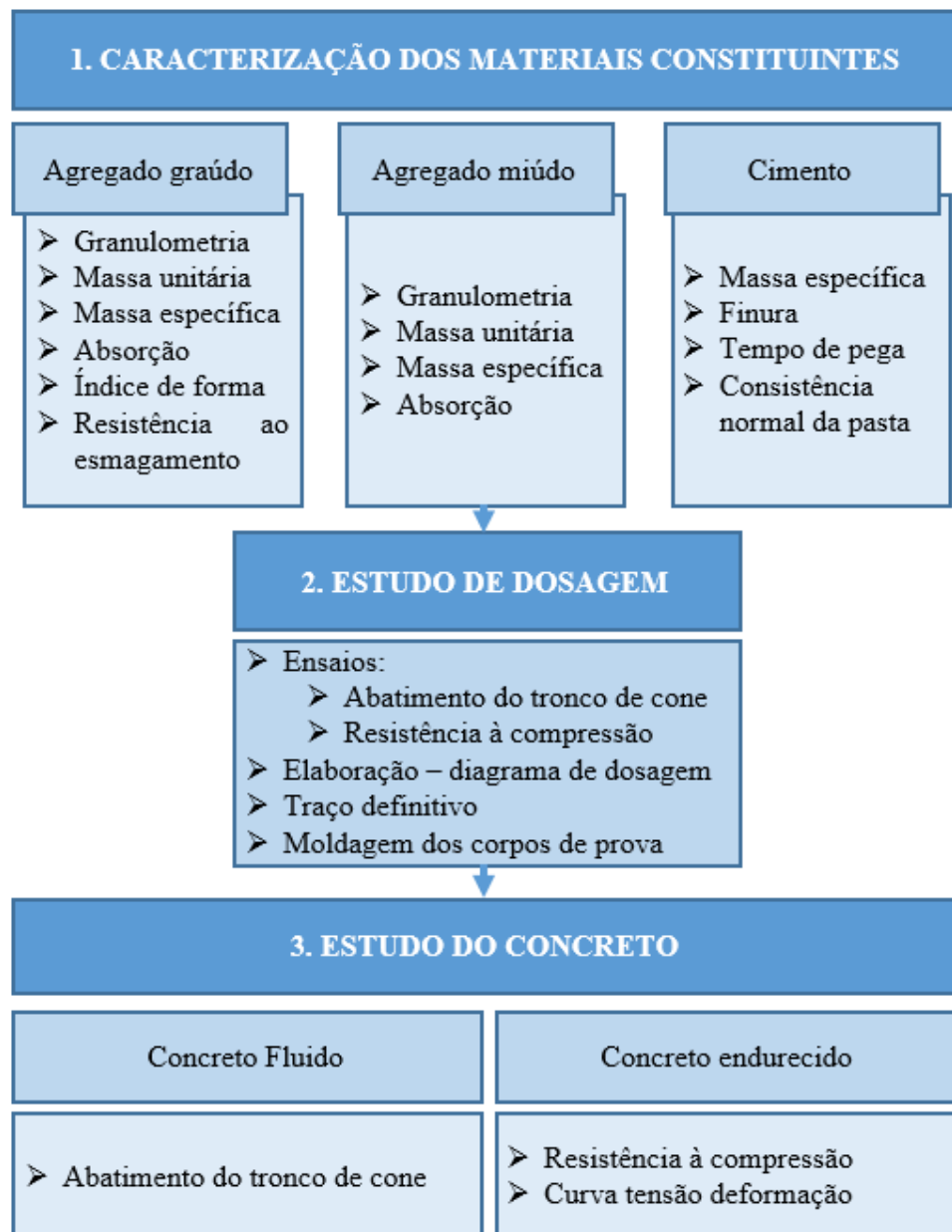


Figura 11: Fluxograma de atividades

Fonte: Autor.

3.2.1. Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais é feita de forma a conhecer as propriedades dos constituintes de forma individual permitindo a verificação da possibilidade de emprego para confecção de concreto estrutural de acordo com a ABNT NBR 12655 (2015). Além de fornecer informações que podem auxiliar na compreensão do comportamento do concreto.

- **Agregado graúdo**

- a) **Análise granulométrica**

Inicialmente a granulometria foi feita a partir da norma ABNT NBR NM 248 (2003). A partir disso se utilizou as faixas granulométricas com maior quantidade de material retido sendo avaliada a combinação entre as graduações de forma a obter a maior massa unitária. Para considerar o emprego dessas graduações deverá ser atendido o disposto na ABNT NBR 7211 (2005).

- b) **Massa unitária e massa específica real**

O método de dosagem empregado (posteriormente descrito) partiu inicialmente da obtenção da massa unitária máxima pela ABNT NBR 7810 (1983). E a massa específica real determinada a partir da ABNT NBR NM 53 (2009).

- c) **Absorção**

Esse ensaio é regulamentado pela norma ABNT NBR NM 53 (2009) sendo determinado a absorção em 24h de imersão para as duas faixas granulométricas trabalhadas.

- d) **Índice de forma**

O índice de forma foi determinado a partir da norma ABNT NBR 7809 (2005) tomando-se uma amostra de 200 grãos que foram distribuídos proporcionalmente entre as granulometrias das peneiras que apresentem mais de 5% de material retido. O seu valor foi definido para cada intervalo granulométrico a partir da média dos resultados obtidos.

- e) **Resistência ao esmagamento**

A resistência ao esmagamento foi determinada através do ensaio descrito na ABNT NBR 9938 (1987), e assim como o ensaio de abrasão é expresso em percentagem, sendo dada pelo peso do material retido na peneira de 2,4mm, após o ensaio.

- **Agregado miúdo, cimento e água**

Os ensaios realizados para o agregado miúdo e cimento estão descritos nas Tabela 2 e 3 respectivamente. Os limites estabelecidos para o cimento são definidos na ABNT NBR 11578 (1991).

Tabela 2: Ensaios para o agregado miúdo

Ensaio	Norma do ensaio
Granulometria	NBR NM 248 (2003)
Massa unitária	NBR NM 45 (2006)
Massa específica	NBR NM 52 (2009)
Absorção	NBR NM 30 (2001)

Fonte: Autor

Tabela 3: Ensaios para o cimento e limites estabelecidos

Ensaio	Norma do ensaio	Limites estabelecidos
Massa específica	NBR NM 23 (2001)	-
Finura	NBR 11579 MB 3432 (1991)	< 12%
Tempo de pega	NBR NM 65 (2003)	Início de pega: > 1h
		Fim de pega: < 10h

Fonte: Autor

No que se refere à água utilizada ela não precisa ser ensaiada em função do estabelecido no item 3.2 da ABNT NBR 15900:2009 para águas de abastecimento público.

3.2.2. Estudo de dosagem

O processo de dosagem utilizado foi o método denominado EPUSP/IPT descrito por Helene (1992) no Manual de dosagem e controle de concreto. O mesmo é essencialmente experimental estabelecendo como resultado final um diagrama de dosagem (Figura 12) que correlaciona a resistência à compressão, relação água cimento, relação agregado/cimento e o consumo de cimento/m³ de concreto. A construção do diagrama se baseia na utilização das chamadas “leis de comportamento” expressas nas Equações 07 a 10:

A. Lei de *Abrahms*

$$f_{cj} = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad \text{Eq. 07}$$

B. Lei de *Lyse*

$$m = K_3 + K_4 * a/c \quad \text{Eq. 08}$$

C. Lei de *Molinari*

$$C = \frac{1000}{(K_5 + K_6 * m)} \quad \text{Eq. 09}$$

D. Teor de argamassa seca

$$\alpha = \frac{1 + a}{1 + m} \quad \text{Eq. 10}$$

Onde,

f_{cj} = resistência à compressão axial, à idade j, em MPa;

a/c = relação água/cimento, em massa, em kg/kg;

$m = (a+p)$ = relação agregados secos/cimento, em massa, em kg/kg;

α = teor de argamassa seca, em kg/kg;

a = relação agregado miúdo seco/cimento, em massa, em kg/kg;

p = relação agregado graúdo seco/cimento, em massa, em kg/kg;

$K_1, K_2, K_3, K_4, K_5, K_6$ = constantes que dependem dos materiais utilizados.

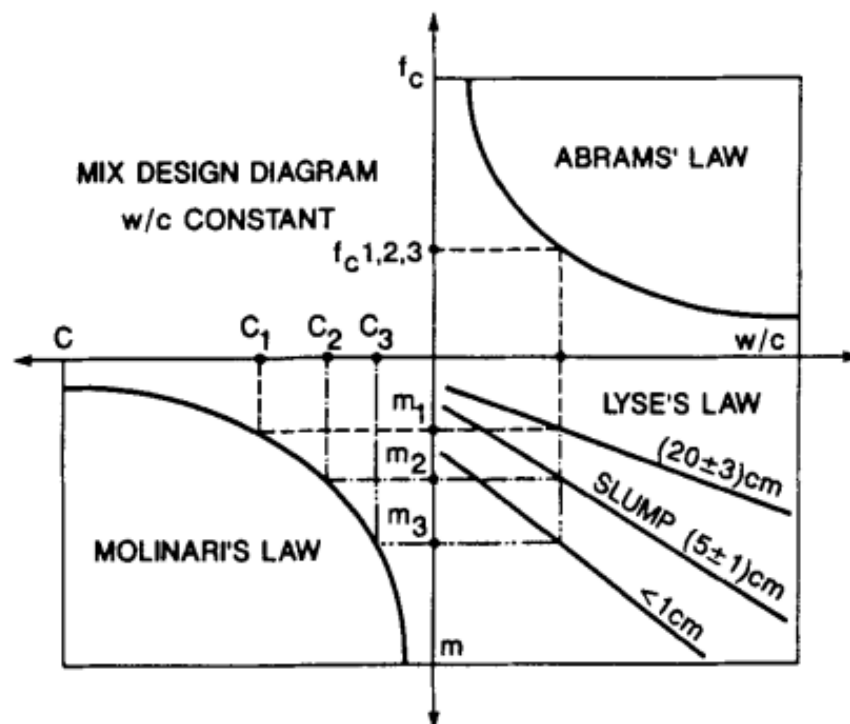


Figura 12: Diagrama de dosagem

Fonte: Monteiro *et al.* (1993)

Foi produzido um diagrama de dosagem para o estudo do comportamento mecânico dos concretos à compressão e módulo de elasticidade, tomando como referência o f_{cj} aos 28 dias.

Para confecção do diagrama foram feitos três traços: 1:3,5 (traço rico); 1:5 (traço padrão) e 1:6,5 (traço pobre), onde as relações correspondem a 1:m. E a partir da resistência desejada, que no caso desse estudo será de 25MPa, se obteve o traço para moldagem dos corpos de prova. Apesar do principal objetivo do estudo ser a obtenção na curva tensão versus deformação além da análise do módulo de elasticidade o diagrama de dosagem foi obtido em função da resistência à compressão por se tratar do principal parâmetro de resistência para dimensionamento estrutural.

3.2.3. Estudo do concreto laterítico

Após a escolha do traço definitivo foram moldados corpos de prova, sendo antes avaliada a consistência do concreto fresco através do ensaio de abatimento do tronco do cone. Esse procedimento é normalizado pela ABNT NBR NM 67 (1998) e se fixou um abatimento de referência de 40 ± 10 mm. Obtido o abatimento desejado serão moldados os corpos de prova conforme descrito na Tabela 4.

Tabela 4: Número de corpos de prova a serem moldados

Ensaio	Dosagem			Traço definitivo		Total
	3 dias	7 dias	28 dias	7 dias	21 dias	
Resistência à compressão (f_c)	6	6	6	2	2	24
Módulo de elasticidade (E)	-	-	-	3	3	9
Total de CP's	18 CP's			10 CP's		33 CP's

Fonte: Autor

- **Resistência à compressão**

Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100mmx200mm e rompidos na idade de 3,7, e 28 dias para a determinação do diagrama de dosagem. Já para o estabelecimento do carregamento utilizado para obtenção da curva tensão deformação foram moldados dois corpos de prova de 150 mm x 300 mm para cada uma das idades de 7 e 21 dias.

Após a moldagem dos corpos de prova estes foram submetidos a uma etapa de cura inicial em que durante as primeiras 24h foram mantidos cobertos com material inerte (lona plástica) de forma a evitar a perda de água no concreto. Após a cura inicial os corpos de prova foram desmoldados e mantidos imersos em tanques com cal e água até 24h antes da data do ensaio quando foram expostos para secagem ao ar livre. De forma a avaliar a interferência da

presença de água na resistência foram realizadas medições de umidade natural e absorção dos concretos a partir de amostras retiradas após o seu rompimento.

- **Obtenção da curva tensão versus deformação**

A ABNT NBR 8522 (2008) é a norma utilizada e que estabelece o ensaio para obtenção da curva tensão versus deformação, estabelecendo a determinação da resistência à compressão como parâmetro para a geração do carregamento conforme descrito na Figura 13 devendo-se realizar as leituras em cada fase do carregamento.

Uma característica a ser considerada para controle do ensaio é de que se a resistência efetiva ($f_{c,ef}$) à compressão do corpo de prova diferir de f_c em mais de 20% deve-se desconsiderar o seu resultado.

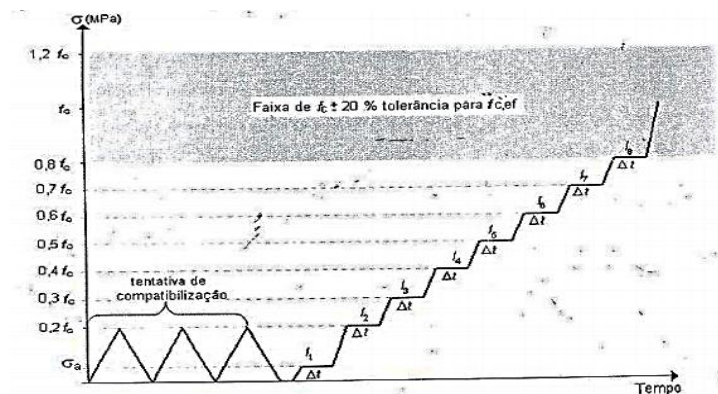


Figura 13: Histórico do carregamento para obtenção da curva tensão deformação

Fonte: ABNT NBR 8522 (2008)

De maneira a avaliar os indicadores fornecidos pela curva tensão versus deformação determinou-se os módulos de elasticidade inicial (segmento entre a origem e $0,3f_c$) e o módulo de elasticidade secante (segmento entre a tensão de $0,5 \text{ MPa}$ e $0,4f_c$).

De acordo com Araújo (2014) a parte descendente da curva tensão versus deformação é obtida com sistema de carregamento baseado em deformações constantes mas que esse trecho depende do comprimento analisado e por isso não representa uma propriedade do material sendo assumido o diagrama parábola retângulo em função da sua simplicidade. Porém a determinação do trecho descendente não é possível devido às características do carregamento indicado pela ABNT NBR 8522:2008 que considera um ciclo de carga com velocidade de carregamento crescente e constante.

- **Coefficiente de Poisson**

Além da curva tensão deformação se determinou o coeficiente de Poisson de forma a observar o comportamento do concreto através da determinação das deformações transversais. Para o cálculo do coeficiente de Poisson utilizou-se a Equação 11 no qual deve ser feito uma correção para as leituras transversais com a excentricidade que no caso do equipamento utilizado obteve-se valor médio de 0,40.

$$\nu = \frac{(\varepsilon_{tf} - \varepsilon_{ti})}{(\varepsilon_{lf} - \varepsilon_{li})} * e \quad \text{Eq. 11}$$

Onde,

- ν = coeficiente de Poisson;
- ε_{tf} = deformação transversal específica final (50% da resistência);
- ε_{ti} = deformação transversal específica inicial (tensão de 0,5 MPa);
- ε_{lf} = deformação longitudinal específica final (50% da resistência);
- ε_{li} = deformação longitudinal específica inicial (tensão de 0,5 MPa);
- e = excentricidade.

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES**4.1. Ensaio de caracterização**

Os ensaios de caracterização foram realizados para os agregados miúdos e graúdos, cimento e a pasta de cimento.

4.1.1. Agregados graúdos – concreções lateríticas

Para os agregados graúdos de concreções lateríticas realizou-se os seguintes ensaios: granulometria, massa unitária no estado compactado seco, índice de forma, massa específica, massa aparente, absorção, além da resistência ao esmagamento.

Foram realizadas duas determinações com 5000g de material cada. Como as diferenças entre as duas medições estiveram menor que 4% conforme estabelecido como limite pela ABNT NM 248:2003, e a perda de material foi menor que 0,3% tem-se que a curva granulométrica característica do agregado é representada pela média das duas determinações. Os dados referentes à granulometria estão descritos na Tabela 5, e a curva referente está apresentada na Figura 14.

Tabela 5: Granulometria dos agregados graúdos de concreções lateríticas

RESULTADO		
Abertura peneira (mm)	Passante da amostra total (%)	Retido (%)
25,4	100,00	0,00
19,1	93,66	6,34
12,7	28,61	65,05
9,5	3,70	24,91
4,8	0,46	3,24
Fundo	0,00	0,46

Fonte: Autor

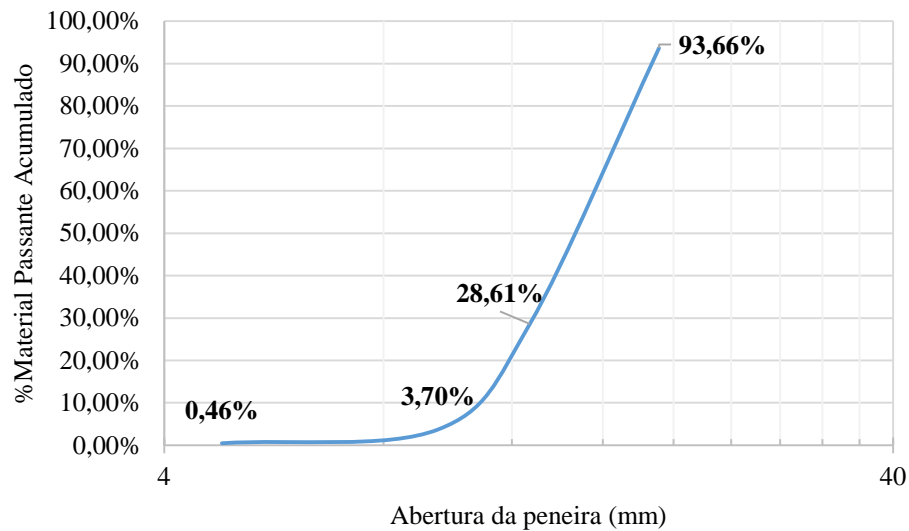


Figura 14: Curva granulométrica - agregado graúdo

Fonte: Autor

As granulometrias utilizadas para utilização no concreto foram de #12,7mm por apresentar a porcentagem com maior material retido e #4,75mm de forma que apesar da pequena quantidade trabalha-se preenchendo os vazios do material da #12,7mm obtendo assim um maior grau de empacotamento. A determinação das proporções de cada granulometria foi definida de acordo com o procedimento de dosagem proposto por Helene e Terzian (1992).

Nessa determinação busca-se a composição que obtenha a maior massa específica unitária no estado compactado seco. Para isso segue-se o estabelecido na ABNT NBR NM 53:2009. A Tabela 6 apresenta a média de três determinações à cada teor.

Tabela 6: Determinação da composição de massa unitária máxima

Composição entre as concreções	Massa unitária no estado compactado seco
100/0	1,49 kg/dm ³
90/10	1,52 kg/dm ³
80/20	1,53 kg/dm ³
70/30	1,54 kg/dm ³
60/40	1,51 kg/dm ³
50/50	1,50 kg/dm ³

Fonte: Autor

A análise dos resultados e escolha da granulometria utilizada serão explicados a seguir no item referente a dosagem.

O índice de forma apresentado na Tabela 7 foi obtido pela ABNT NBR 7809:2006 devendo atender ao estabelecido pela ABNT NBR 7211:2005 que limita o índice a valores inferiores de 3 para emprego em concreto. Como pode ser observado o índice de 2,1 bem como o de cada fração granulométrica atende ao indicado pela norma. Essa análise assume papel importante visto que, por se tratar de material britado, apresenta a tendência de comportamento lamelar.

Tabela 7: Índice de forma

Fração granulométrica	Porcentagem retida (%)	Número de grãos	IF médio	IF
19,0 mm	7,33	15	2,04	2,1
12,7 mm	64,90	133	2,08	
9,5 mm	25,39	52	2,18	

Fonte: Autor

Além disso foram determinadas as massas específicas real e aparente dividindo-se as duas granulometrias de interesse conforme indica a NM 53:2009, que apresentaram valor de $\gamma = 2,64 \text{ g/cm}^3$ e $\gamma_{ap} = 2,24 \text{ g/cm}^3$. Comparando com resultados de pedra granítica tem-se valores próximos visto que estudos apontam valores da ordem de $2,8 \text{ g/cm}^3$.

Um das principais propriedades de interesse na utilização de concreções lateríticas é a absorção. A determinação da absorção foi feita a partir da ABNT NBR NM 53:2009 com imersão em 24h, sendo obtido valor de 6,8%. Esse valor é superior ao obtido por Chagas Filho (2005) de 5% e por Chagas (2011) de 5,3% que utilizou o mesmo agregado, podendo-se justificar esta diferença devido a exposição dos agregados às intempéries.

O agregado apresentou resistência ao esmagamento de 29,2% que de acordo com a ABNT NBR 9938: 1987 apresenta valores inferiores ao indicado para uso em concretos submetidos a desgaste superficial (35%) e em outros tipos (45%). Comparando com os valores obtidos por Chagas (2011) verifica-se que o material apresentou comportamento semelhante. A baixa resistência ao esmagamento pode ser observada através da ruptura do agregado após o rompimento do corpo de prova conforme será apresentado posteriormente.

A resistência ao desgaste Los Angeles não foi determinada devido a impedimentos técnicos do laboratório, porém Chagas (2011) com agregado da mesma jazida obteve 35,5% de modo que se apresenta inferior ao estabelecido pela ABNT NBR NM 51 (2001) de 50%. Esses valores de resistência tanto ao desgaste como ao esmagamento revelam a atenção no emprego desses agregados quanto a sua interferência na resistência do concreto.

4.1.2. Agregado miúdo

O agregado utilizado no estudo, conforme já descrito anteriormente, foi uma areia média do leito do rio Paraíba. Para a caracterização da areia utilizou-se os seguintes ensaios: granulometria, massa específica, massa unitária no estado solto.

A análise granulométrica foi feita utilizando a série normal de peneiras e assim como realizado para o agregado graúdo foram tomadas duas amostras para análise.

Assim como observado nas concreções lateríticas as duas determinações atendem ao estabelecido em norma e sua média será utilizada para construção da curva granulométrica. Os valores médios das determinações referentes à granulometria estão descritos na Tabela 8, e a curva referente está apresentada na Figura 15.

Tabela 8: Granulometria da areia

Granulometria – Agregado miúdo	
Abertura peneira (mm)	Passante da amostra total (%)
9,5	98,48
4,8	97,21
2,4	94,87
1,2	88,84
0,6	69,50
0,35	43,08
0,15	1,15
Fundo	0,00

Fonte: Autor

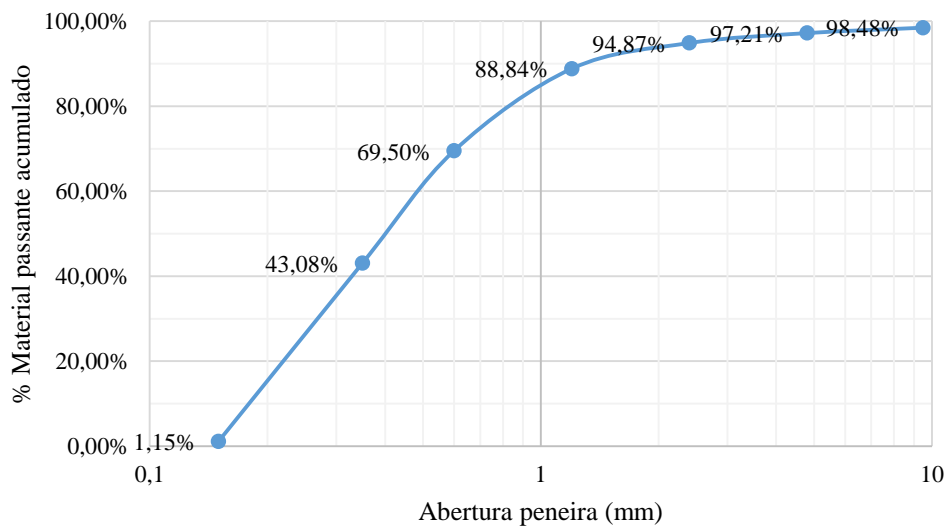


Figura 15: Curva granulométrica - Agregado miúdo

Fonte: Autor

Observa-se pela granulométrica que o módulo de finura do agregado miúdo em estudo é de 2,09 com curva apresentando índice de conformidade de 2,78 que indica um material muito uniforme ($CNU < 5$) e coeficiente de correlação de 0,90 ($CC < 1$) mostrando fraca graduação, dessa forma enquadrando-se na faixa média de granulometria sendo pouco graduada.

O valor da massa específica determinada pelo método do Frasco de *Chapman* foi de $2,59 \text{ g/cm}^3$, comparada com $2,54 \text{ g/cm}^3$ obtido por Chagas (2011) apresenta diferença de apenas 1,9% para areia da mesma região. A massa específica no estado solto obtida pela média aritmética de três determinações foi de $1,41 \text{ g/cm}^3$. Apresentando assim um índice de vazios no estado solto de 45,31% determinado pela ABNT NBR NM 45:2006.

4.1.3. Cimento

O módulo de finura foi determinado pela ABNT NBR 11579 MB 432:1991 e obteve-se valor de 3,12%, atendendo ao limite inferior de 12% estabelecido pela ABNT NBR 11578:1991.

A massa específica foi de $3,02 \text{ g/cm}^3$, sendo utilizado na determinação de traços em massa para materiais secos do concreto.

Para garantir a trabalhabilidade e a aplicabilidade do concreto determinou-se o tempo de início e fim de pega, sendo observado o início de pega com 65min sendo superior aos 60min estabelecido como valor mínimo, devendo a moldagem dos corpos de prova ser realizada antes desse tempo. Para o fim de pega teve-se o tempo de 2h10min atendendo ao indicado de ser

inferior às 10h. Assim, o cimento utilizado atende ao definido nas normas vigentes de maneira que pode ser adequadamente empregado na confecção do concreto.

4.2. Dosagem do concreto

4.2.1. Composição de maior massa unitária

O método proposto por Helene e Terzian (1992) parte inicialmente da obtenção da composição ideal que apresente o maior grau de empacotamento tendo como finalidade o aumento da resistência em função de um menor índice de vazios além da diminuição do custo do concreto. A Figura 16 apresenta a análise da mistura no que diz respeito ao índice de vazios e fator de empacotamento e a proporção de agregados.

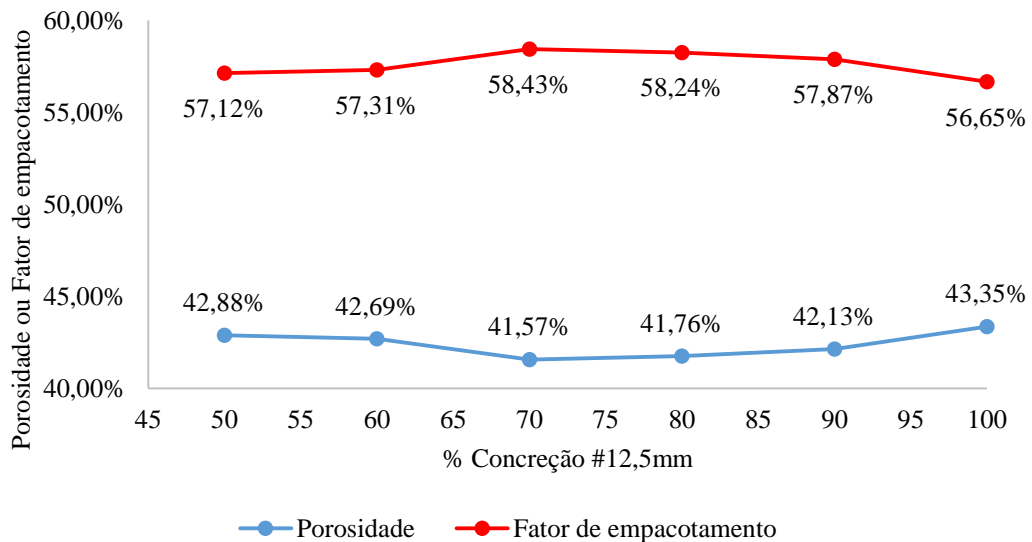


Figura 16: Relação fator de empacotamento/porosidade com a composição do agregado graúdo

Fonte: Autor

Conforme apresentado na Figura 16, observa-se que para a composição de 30% com o material #4,75mm e 70% do material de #12,5mm a mistura apresenta a menor porosidade de 41,57% que corresponde a um fator de empacotamento de 58,43%. O que mostra que a escolha por adotar uma granulometria de menor diâmetro e quantidade pequena da granulometria acabou por aumentar o grau de compactação de forma que esses grãos menores preencheram os vazios existentes entre os grãos maiores.

4.2.2. Determinação do melhor teor de argamassa da mistura

A partir da proporção entre os agregados graúdos obtidos se realizou um traço piloto em massa de 1:5,0 para obtenção do teor de argamassa ideal com abatimento fixado de 40 ± 10 mm.

Esse teor é considerado ideal na medida em que a massa assume característica homogênea sem o desprendimento de porções. O teor deve ser cuidadosamente determinado visto que misturas com pouca argamassa acarretam no aumento de porosidade ou falhas de concretagem, e misturas ricas aumentam o custo e o risco de fissuração por retração.

Assim como realizado por Chagas Filho (2005) partiu-se de um teor inicial de 47% com incrementos de 2%. Para essa mistura o valor ótimo foi de 51%, sendo considerado para produção do concreto um aumento desse valor em 2% de acordo com recomendação de Helene e Terzian (1992), visto a possibilidade de perda de argamassa no transporte e lançamento. Os dados da determinação do melhor teor de argamassa na mistura estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Determinação do teor ótimo de argamassa na mistura

Teor de argamassa (%)	Traço unitário			Quantidade de areia		Quantidade de cimento		Quantidade de água		Relação a/c
	Cimento	Ag. Miúdo	Ag. Graúdo	Massa total (kg)	Acréscimo na mistura (kg)	Massa total (kg)	Acréscimo na mistura (kg)	Massa total (kg)	Acréscimo na mistura (kg)	
47	1	1,82	3,18	7,57		4,16		2,50		
49	1	1,94	3,06	8,39	0,82	4,32	0,16	2,50	0,19	
51	1	2,06	2,94	9,27	0,88	4,50	0,18	2,69	0,20	0,64

Fonte: Autor

4.2.3. Execução do traço piloto (1;5,0) e auxiliares (1;3,5 e 1;6,5)

No estudo do diagrama de dosagem realizou-se a moldagem de corpos de prova para o traços normal (1;5,0) definido anteriormente e auxiliares: o primeiro denominado de rico (1;3,5) e um segundo denominado de pobre (1;6,5), com as proporções de 1;1,39;2,11 e 1;2,98;3,52 respectivamente, sendo definidos anteriormente e considerando o teor de argamassa de 53%. Para a obtenção do diagrama de dosagem foram moldados para cada traço dois corpos de prova para cada traço e em três idades: 3, 7 e 28 dias.

A Tabela 10 apresenta características dos traços utilizados.

Tabela 10: Características das dosagens

Traço em massa	1:m	1:3,5	1:5,0	1:6,5
	1:a:p	1:1,39:2,11	1:2,18:2,82	1:2,98:3,52
Teor de argamassa (%)		51	51	51

Agregado graúdo (kg)	13,13	13,16	13,14
Agregado miúdo (kg)	8,65	10,17	11,13
Cimento (kg)	6,22	4,67	3,73
Água (kg)	3,28	3,02	3,15
Fator a/c	0,53	0,65	0,84
Massa específica (kg/m ³)	2403,24	2387,32	2371,41
Abatimento do tronco de cone (mm)	40	35	35

Fonte: Autor

A quantidade de água indicada na Tabela 10 leva em consideração a água referente à absorção das concreções lateríticas. Neville (2016) traz que a quantidade efetiva de água é aquela que ocupa o espaço externo às partículas de agregado. Assim tem-se o que se define como fator água cimento efetivo que é de 0,38 para o traço 1:3,5; 0,46 para o traço de 1:5,0; e 0,61 para o traço de 1:6,5. Com isso tem-se que para a classe de agressividade II estabelecida como referência os traços 1:3,5 e 1:5,0 apresentaram valores inferiores ao 0,6 definido na ABNT NBR 6118:2014 sendo apenas o traço 1:6,5 valor superior porém próximo.

As massas específicas dos concretos para os traços apresentaram valor médio de 2387kg/m³, valor próximo ao de 2400 kg/m³ indicado pela ABNT NBR 6120:1980 para concretos simples. No que diz respeito ao abatimento, os três traços em análise estiveram dentro do intervalo estabelecido previamente. A fixação de um abatimento relativamente pequeno parte da consideração da obtenção de um concreto mais econômico, já que com aumento da quantidade de água a resistência do concreto reduz e por consequência acaba por demandar maior teor de argamassa para compensar essa redução.

4.2.4. Obtenção do traço definitivo

Para obtenção do diagrama de dosagem foram produzidos dois corpos de prova para cada traço nas idades de 3,7 e 28 dias. Para realização do ensaio utilizou-se uma prensa de ruptura à compressão da marca ELE apresentada na Figura 17.



Figura 17: Prensa de ruptura à compressão

Fonte: Autor

As superfícies dos CP's em contato com as bases da prensa não foram capeados. Foram utilizadas bases metálicas que de acordo com Carrasquillo *et al.* (1988) *apud* Neville (2016) apresentam resultados satisfatórios e com variabilidade menor ao método de capeamento padrão.

Os resultados obtidos para a resistência a compressão estão mostrados na Tabela 11.

Tabela 11: Resistência à compressão - obtenção diagrama de dosagem

	Traço	CP	Tensão média (MPa)
3 dias	1;3,5	CP1	14,32
		CP2	
	1;5,0	CP1	11,78
		CP2	
	1;6,5	CP1	7,29
		CP2	
7 dias	1;3,5	CP1	22,17
		CP2	
	1;5,0	CP1	16,55
		CP2	
	1;6,5	CP1	11,09
		CP2	
28 dias	1;3,5	CP1	29,62
		CP2	
	1;5,0	CP1	25,34
		CP2	

	1;6,5	CP1	17,64
		CP2	

Fonte: Autor

Analisando-se os resultados obtidos na Tabela 11 observa-se que a resistência do traço 1:3,5 (mais rico) foi a maior aos 28 dias (29,62 MPa) destacando-se também que nas três idades de ensaio quando comparado com os demais traços conforme era esperado apresentou a maior resistência. A Figura 18 ilustra o comportamento dos três traços pesquisados: 1:3,5; 1:5; 1:6,5.

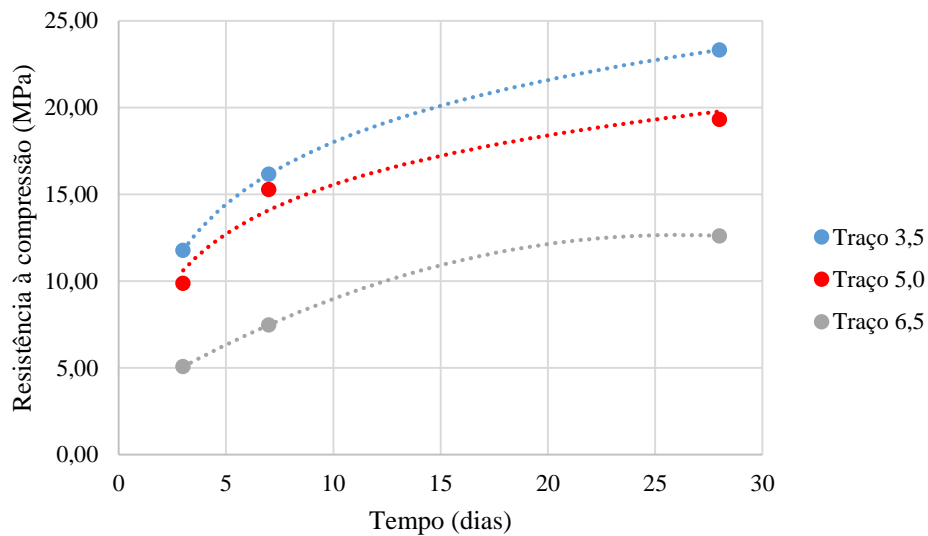


Figura 18: Relação resistência f_{ce} à compressão versus tempo

Fonte: Autor

Observa-se a partir da Figura 18 que as curvas apresentam a evolução da resistência à compressão com o tempo característico de concretos com cimento Portland. Tem-se ainda que para o traço 1:3,5 aproximadamente 75% da sua resistência aos 28 dias foi obtida já aos 7 dias, e para os traços 1:5,0 e 1:6,5 essa relação foi de aproximadamente 65 e 63%, respectivamente.

Um aspecto observado nos corpos de prova rompidos foi de que a ruptura aconteceu no agregado conforme apresentado na Figura 19. Esse comportamento é inesperado por indicar que a resistência do agregado seria menor do que a pasta que o envolve, porém, o fenômeno foi observado para todas as três idades e que associado ao fato da resistência continuar crescendo mostra que a resistência do agregado não seria o fator determinante podendo indicar que a ligação entre agregado e pasta ocorreu de forma que a estrutura se comportou de forma homogênea.



Figura 19: Ruptura dos agregados

Fonte: Autor

No que diz respeito ao tipo da ruptura (Figura 20), os principais tipos observados foram: colunar com formação de cones (tipo C de acordo com a ABNT NBR 5739 2007), e o colunar (identificado apenas na ABNT NBR 5739:1994 como tipo E).



Figura 20: Ruptura colunar com formação de cones do CP4

Fonte: Autor

A partir dos resultados referentes à resistência a compressão f_c , índice m , fator água cimento (a/c), consumo de cimento (C) por metro cúbico de concreto foi obtido o diagrama de dosagem apresentado na Figura 21.

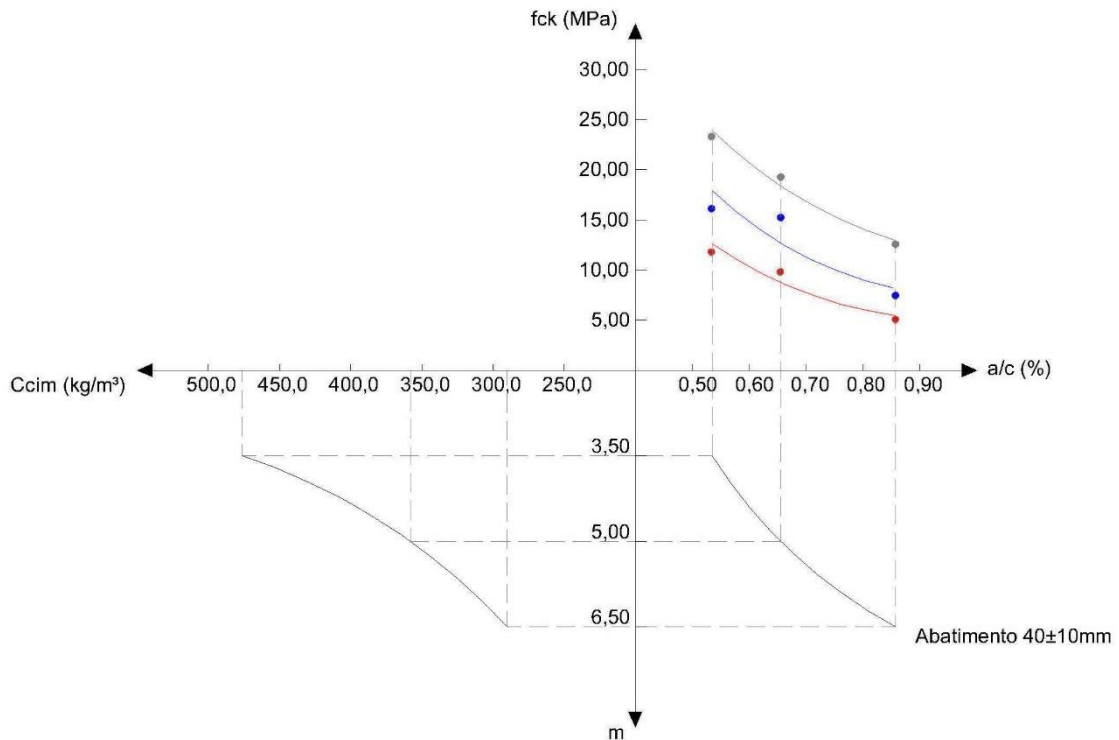


Figura 21: Diagrama de dosagem

Fonte: Autor

Analisando o diagrama de dosagem tem-se que os resultados mostraram que os concretos estudados apresentaram comportamento conforme descrevem as relações das leis de Abrahms, Lyse e Molinari.

Para determinação do traço definitivo tem-se que a resistência à compressão de referência adotada no estudo é de 25 MPa. Helene e Tarzian (1992) sugerem que para o traço definitivo deve-se considerar uma resistência de dosagem que é definida pela Equação 12.

$$f_{cdj} = f_{ckj} + 1,65 * S_c \quad \text{Eq. 12}$$

Onde,

f_{cdj} : resistência de dosagem, a j dias de dosagem (no estudo, $j=28$);

f_{ckj} : resistência desejada (referência);

S_c : desvio padrão de dosagem.

No presente estudo o traço do concreto foi em massa, com controle rigoroso da umidade com o desvio indicado é de 3 MPa, apresentando assim a resistência de dosagem foi de 29,95 MPa.

Com isso, tem-se que através do diagrama de dosagem e para uma resistência de 31,6 MPa o traço definitivo apresenta relação 1:m de 1:3,25, com fator a/c 0,51 e consumo de cimento de aproximadamente 495kg/m³.

Assim, a partir da relação do teor de argamassa seca descrita na metodologia obteve-se o traço de 1: 1,25: 0,6 :1,4 com fator água/cimento de 0,51. Então esse traço foi o utilizado para moldagem dos corpos de prova para o estudo da curva tensão versus deformação.

4.3. Curva tensão versus deformação

Para obtenção da curva tensão versus deformação foram moldados cinco corpos de prova de 150mmx300mm sendo dois rompidos inicialmente para determinação da tensão f_c utilizada para definir o carregamento, e com o carregamento determinado os outros três rompidos para determinação da curva tensão deformação. O ensaio foi feito para as idades 7 e 21 dias, com auxílio de um compressômetro extensômetro apresentado na Figura 22.



Figura 22: Compressômetro-expansômetro mecânico

Fonte: Autor

4.3.1. Ensaio aos 7 dias

Os resultados obtidos para a resistência à compressão f_c estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12: Resistência à compressão aos 7 dias

Dia	Corpo de prova	Tensão (MPa)	Tensão média de ruptura
7	CP1	20,94	21,29 MPa
	CP2	21,64	

Fonte: Autor

Considerando o valor médio da tensão de ruptura f_c de 38t e tomando-se $0,1f_c$ conforme manda a ABNT NBR 8522:2008 tem-se a carga de 3,8t. Com isso o ciclo de carregamento da curva tensão deformação foi realizado para os corpos de prova (CP3, CP4 e CP5).

Observou-se, para os três casos, que para a carga de 1,0t (tensão de 0,56MPa) não foi identificada deformação. A norma estabelece o emprego de tensão de 0,5 MPa, mas que por questão de limitações da máquina e maior controle optou-se por trabalhar com a carga de 1,0t. Os três corpos de prova romperam no intervalo de $\pm 20\%$ da carga base do carregamento sendo os corpos de CP3 e CP4 rompendo com carga próxima ao limite superior enquanto o CP5 se aproximou da carga definida para o carregamento.

Para o melhor entendimento do comportamento das resistências e suas variabilidades determinou-se a umidade natural, absorção e porosidade média de cada corpo de prova através de uma amostra após ruptura. Os valores obtidos estão descritos na Tabela 13.

Tabela 13: Umidade, absorção e porosidade para os CP's (7 dias)

	Umidade	Absorção	Porosidade
CP1	5,82%	9,48%	20,41%
CP2	6,13%	9,62%	20,16%
CP3	6,36%	9,44%	16,99%
CP4	6,23%	8,67%	18,49%
CP5	6,65%	8,91%	18,94%

Fonte: Autor

Assim, tem-se que a variação entre a resistência entre os corpos de prova não sofreu interferência direta da umidade de ensaio visto que a umidade entre os corpos de prova foi relativamente próxima. A presença da umidade nos corpos de prova era esperada em função do

emprego de concreções lateríticas e assim de forma a mitigar o efeito da presença de água pode-se indicar retirar os corpos de prova com tempo superior à 24h da cura. Porém observa-se também que com o aumento da porosidade e da absorção ocorre uma redução da resistência à compressão estando assim de acordo com o indicado na literatura.

- **Curva tensão deformação**

Diante disso, gerou-se as curvas tensão-deformação para cada corpo de prova sendo o resultado apresentado na Figura 23.

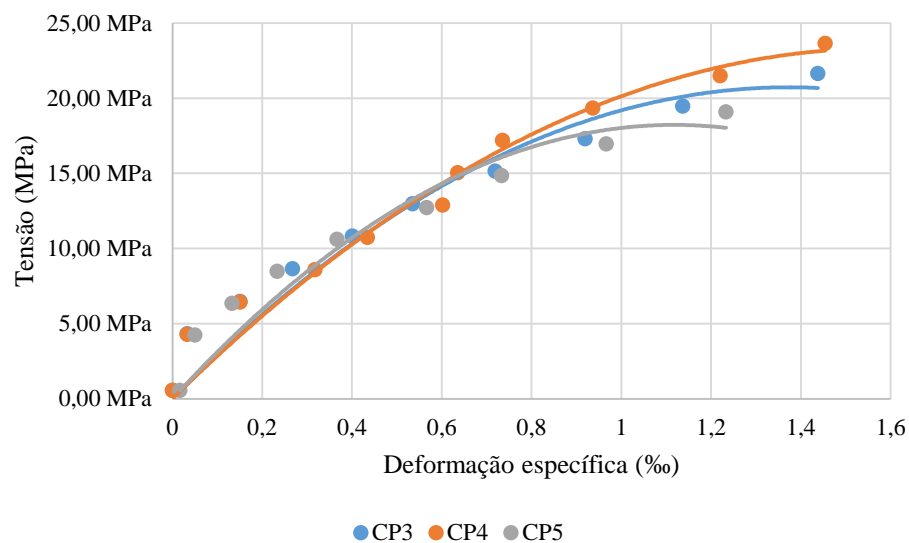


Figura 23: Curvas tensão versus deformação para 7 dias

Fonte: Autor

A partir da Figura 23 tem-se que o concreto comportou-se no CP3 com uma curva característica de material frágil, apresentou o parâmetro de análise ϵ_{co} de 1,84‰ com tensão de ruptura de 25,52 MPa. No CP4 tem-se também que o concreto comportou-se com uma curva característica de material frágil, apresentando o parâmetro de análise ϵ_{co} de 1,46‰ com tensão de ruptura de 25,47 MPa. Para o CP5 obteve-se o parâmetro de análise ϵ_{co} de 1,23‰ com tensão de ruptura de 21,22 MPa.

As três curvas apresentaram comportamento similar até aproximadamente a deformação específica de 0,8‰ com o valor médio de ϵ_{co} de 1,51‰ e o parâmetro ϵ_{cu} não é diretamente determinado pelo ensaio. O estudo do concreto na idade de 7 dias se dá em função da análise do seu comportamento, por exemplo, na retirada de formas.

Tomando-se como análise o CP3 e a curva de referência ABNT NBR 6118:2014 apresentada na Figura 24, observa-se que as curvas apresentam característica similar onde curva a partir da Equação 02 apresenta o parâmetro ε_{c2} de 2,0% estando sempre abaixo da curva do CP3. Esse mesmo comportamento se repete para os CP4 e CP5.

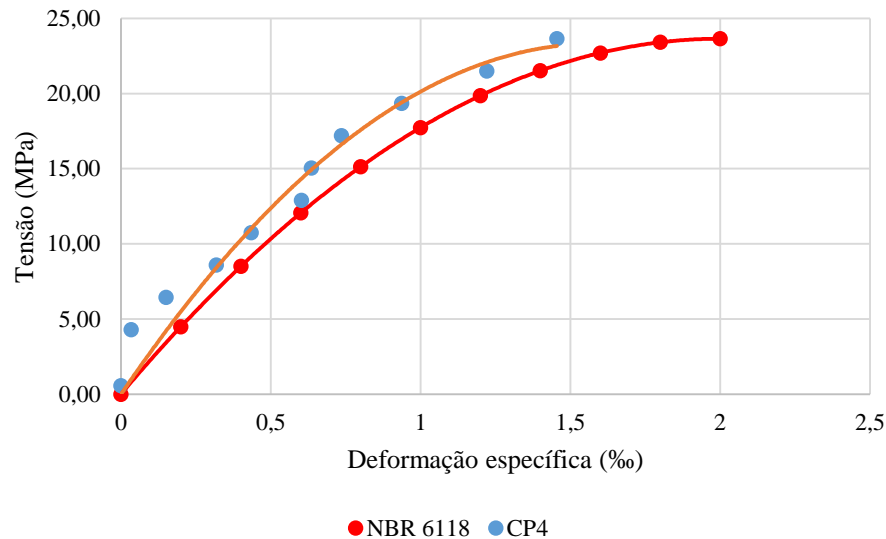


Figura 24: Comparação CP4 com ABNT NBR 6118

Fonte: Autor

4.3.2. Ensaio aos 21 dias

Os resultados obtidos para a resistência à compressão estão descritos na Tabela 14.

Tabela 14: Resistência à compressão aos 21 dias

Dia	Corpo de prova	Tensão (MPa)	Tensão média de ruptura
21	CP6	25,64	26,68 MPa
	CP7	27,73	

Fonte: Autor

Sendo assim tem-se um 0,1fc de 2,67 MPa aproximadamente, sendo trabalhado em tonelada em função da prensa utilizada e assim tem-se o 0,1fc de 4,7t. Com isso o ciclo de carregamento da curva tensão deformação foi realizado para os corpos de prova (CP8, CP9 e CP10)

Observa-se para os três casos assim como para 7 dias tem-se que para a carga de 1,0t (tensão de 0,56MPa) não foi identificado deformação a partir do equipamento. A norma

estabelece o emprego de tensão de 0,5 MPa, mas que por questão de limitações da máquina e um maior controle optou-se por trabalhar com a carga de 1,0t. Os três corpos de prova romperam no intervalo de $\pm 20\%$ da carga base do carregamento sendo os corpos de CP8 e CP9 rompendo com carga próxima da carga definida para o carregamento e o CP10 se aproximou ao limite superior.

Para o melhor entendimento do comportamento das resistências e suas variabilidades determinou-se a umidade natural, absorção e porosidade média de cada corpo de prova através de uma amostra após ruptura. Os valores obtidos estão descritos na Tabela 15.

Tabela 15: Umidade, absorção e porosidade para os CP's (21 dias)

	Umidade	Absorção	Porosidade
CP6	8,13%	9,01%	21,07%
CP7	8,16%	8,77%	19,62%
CP8	7,28%	7,35%	18,67%
CP9	8,38%	8,73%	20,79%
CP10	7,53%	8,29%	18,34%

Fonte: Autor

Assim como o observado para o ensaio aos 7 dias a umidade não se mostra como fator interferente na resistência à compressão, comparando-se ainda com o ensaio de 7 dias observa-se que com mesmo tempo de secagem os CP's aos 21 dias apresentaram aproximadamente 3% a mais de umidade. Um ponto a ser observado é o de que todos os corpos de prova apresentaram teores de umidade após ao ensaio próximos a absorção, indicando a dificuldade de secagem com concretos lateríticos. Porém observa-se que a absorção e a porosidade se mostram como possíveis fatores interferentes.

- **Curva tensão deformação**

Diante disso, geraram-se as curvas tensão-deformação para cada corpo de prova sendo o resultado apresentado na Figura 25.

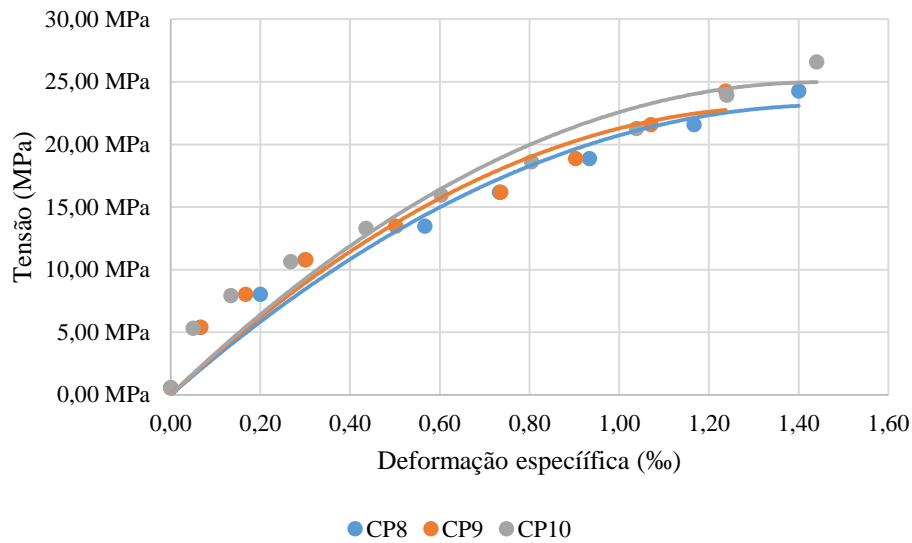


Figura 25: Curvas tensão versus deformação para 21 dias

Fonte: Autor

A partir da Figura 25 tem-se que nos três corpos de prova o concreto comportou-se com uma curva característica de material frágil, no CP8 o parâmetro de análise ϵ_{co} foi de 1,40‰, com tensão de ruptura de 26,67 MPa. Para o CP9 obteve-se o parâmetro de análise ϵ_{co} de 1,24‰, com tensão de ruptura de 26,38 MPa. A curva tensão deformação do CP10 apresentou o parâmetro de análise ϵ_{co} de 1,44‰, com tensão de ruptura de 29,14 MPa.

As três curvas apresentaram comportamento similar até aproximadamente a deformação específica de 0,3‰ com o valor médio de ϵ_{co} de 1,36‰ e o parâmetro ϵ_{cu} não é diretamente determinado pelo ensaio. Observa-se que o valor obtido para 21 dias foi inferior ao se comparar com 7 dias visto ao processo de hidratação e ganho de resistência da estrutura. Comparando-se com o valor obtido por Chagas (2011) de 1,33‰ para 28 dias no concreto de referência do estudo tem-se que os valores são próximos de maneira que a sua desigualdade pode ser explicada pela diferença da idade de ensaio.

Tomando-se como análise o CP 10 e a curva obtida a partir da fórmula da ABNT NBR 6118:2014 apresentada na Figura 26, observa-se que as curvas apresentam característica similar onde curva a partir da Equação 02 apresenta o parâmetro ϵ_{c2} de 2,0‰ estando sempre inferior à curva do CP10. Esse mesmo comportamento se repete para os CP8 e CP9.

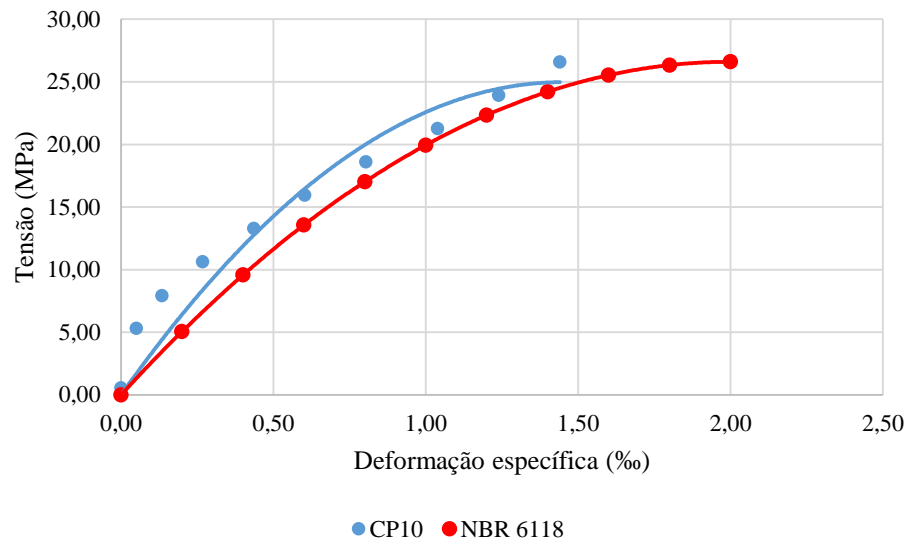


Figura 26: Comparação CP10 com ABNT NBR 6118

Fonte: Autor

4.3.3. Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson também foi determinado sendo os valores obtidos descritos na Tabela 16.

Tabela 16: Coeficiente de Poisson

	Resistência à compressão	Coeficiente de Poisson
CP3	25,52 MPa	0,30
CP4	25,46 MPa	0,34
CP5	21,22 MPa	0,40
CP8	26,67 MPa	0,40
CP9	26,38 MPa	0,37
CP10	29,14 MPa	0,43

Fonte: Autor

Tem-se então o intervalo de 0,30 a 0,43 para os concretos em estudo apresentando comportamento semelhante para todos os CP's sendo avaliado que os concretos de maiores resistências apresentaram maiores coeficientes.

Chagas (2011) obteve valores na faixa de 0,20 a 0,35 em sua pesquisa com concretos lateríticos com adição de superplastificantes e Chagas Filho (2005) com uso de agregados lateríticos com adição apresentou valores no intervalo de 0,25 a 0,34. Comparando com os autores em questão tem-se que o intervalo obtido está dentro do padrão de modo que apresenta

maiores valores de coeficiente de Poisson por trabalhar com concreto de menores resistências. Ao comparar-se com a ABNT NBR 6118:2014 que estabelece o coeficiente de Poisson para tensões menores a $0,5f_c$ pode ser tomado como 0,2 tem-se que para o concreto laterítico esse valor foi o dobro do indicado pela norma.

4.3.4. Módulo de Elasticidade

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade pelos ensaios e os estimados a partir dos métodos anteriormente para 7 dias estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 17: Módulo de Elasticidade (7 dias)

	f_{ck} (MPa)	Ensaio		NBR 6118		ACI 318		CEB
		E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)
CP3	25,52	24,70	22,95	28,29	24,44	26,30	23,91	29,38
CP4	25,47	26,34	24,05	28,26	24,41	26,28	23,89	29,36
CP5	21,22	28,96	27,99	25,80	22,01	23,98	21,80	27,63

Fonte: Autor

Observa-se que os valores obtidos para o CP3 e o CP4 foram inferiores aos estimados pelos métodos o que pode trazer uma atenção na sua utilização de forma que se trabalha contra a segurança no caso de determinações a partir dos métodos. No caso se aproximaram mais do estabelecido pela ACI 318 de forma que o E_{ci} do CP4 se mostrou superior ao calculado pelo método. Para o CP5 as estimativas trouxeram valores até 18% (ACI 318) mais baixos ao obtido a partir da curva tensão deformação.

Os valores obtidos pelos ensaios e os estimados a partir dos métodos anteriormente para 7 dias estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Módulo de Elasticidade (21 dias)

	f_{ck} (MPa)	Ensaio		NBR 6118		ACI 318		CEB
		E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	E_{ci} (GPa)
CP8	26,67	28,57	25,88	28,92	25,06	26,89	24,44	29,82
CP9	26,38	30,44	27,72	28,76	24,91	26,74	24,31	29,71
CP10	29,14	31,22	28,44	30,23	26,39	28,10	25,55	30,71

Fonte: Autor

Assim, tem-se que para os três CP's os módulos de elasticidade determinados pela curva tensão deformação apresentaram valores superiores aos estimados exceto pelo E_{ci} do CP8 que foi inferior ao estabelecido pelo método do CEB, divergindo de Chagas (2011) em que para todas as dosagens estudadas os métodos analíticos apresentaram valores superiores aos obtidos

em ensaio. Dessa forma, a estimativa dos módulos de elasticidade se mostrou próxima ao obtido no ensaio atuando a favor da segurança visto ter estimado valores inferiores.

Comparando-se o módulo de elasticidade inicial com os resultados obtidos por Chagas (2011) tem-se que os corpos de prova apresentaram módulos de elasticidade maiores em média de 3GPa. Essa diferença pode ser explicada pela diferença do carregamento adotado visto que no estudo de Chagas(2011) o valor do módulo de elasticidade foi obtido por carregamento diferente ao adotado nesse estudo.

5. CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos pode-se concluir que:

5.1 Conclusões finais

- **Das concreções lateríticas**

As concreções apresentaram propriedades adequadas para uso em concretos e semelhantes ao apresentado em outras pesquisas. Comparando com Chagas (2011) que utilizou o mesmo agregado observou-se uma maior absorção e uma menor resistência ao esmagamento podendo ser fruto da fragilização do agregado nesse intervalo de tempo sob ação de agentes atmosféricos. Cuidados com a alta absorção devem ser tomados de forma a se controlar o fator a/c efetivo necessário para a mistura. Além disso tem-se que por se tratar de material com elevada quantidade de finos deve se ter cuidados durante a concretagem visto que com o aumento se demanda mais água para a trabalhabilidade do concreto.

- **Do emprego do concreto laterítico como concreto estrutural**

No que diz respeito à resistência à compressão o concreto apresentou comportamento característico com crescimento ao longo dos dias com resistência máxima aos 28 dias de 29,60 MPa para o traço definitivo estando próximo ao valor de dosagem considerando o desvio padrão de 29,95 MPa. Essa resistência permite que o concreto possa ser utilizado em ambientes de classe de agressividade II (urbano) conforme estabelece a ABNT NBR 6118:2014.

- **Do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson**

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade a partir da curva tensão deformação tiveram valores maiores em até 18%, mas que de maneira geral apresentaram valores próximos aos obtidos nos métodos que estimam em função da resistência à compressão de forma que podem ser utilizados em obras que não exijam cuidados especiais. Uma atenção a ser considerada está no coeficiente de Poisson que apresentou valores no intervalo de 0,30 a 0,43 superiores ao indicado de 0,2 para dimensionamento a tensões abaixo de $50\%f_c$.

- **Curva tensão deformação**

Para todos os corpos de prova estudados, a curva tensão deformação apresentou características de material frágil conforme esperado, sendo observado comportamento de fissuração de acordo com o presente na literatura. Somente foi possível a obtenção do ramo ascendente de forma que o parâmetro ϵ_{cu} não pode ser definido devido a limitações do equipamento utilizado.

Como parâmetros de análise estrutural têm-se o ϵ_{c2} de 1,51‰ para 7 dias, ϵ_{c2} de 1,36‰ para 21 dias. Comparando com o estabelecido na ABNT NBR 6118:2014 com ϵ_{c2} de 2,0‰ e ϵ_{cu} de 3,5‰ sendo valores superiores aos obtidos nos ensaios para concretos lateríticos. Assim, as fórmulas indicadas para dimensionamento à flexão devem ser ajustadas à esse comportamento além de que os limites definidos para os domínios são modificados e devem ser levados em consideração para um dimensionamento estrutural adequado.

5.2 Conclusão geral

Portanto tem-se que o concreto laterítico apresentou características estruturais adequadas ao que está estabelecido nas normas vigentes atentando-se ao uso do coeficiente de Poisson e do parâmetro ϵ_{c2} que apresentaram valores divergentes. Com isso conclui-se que a utilização de concreções lateríticas em concretos estruturais é tecnicamente viável.

5.3 Sugestões para trabalhos futuros

1. Avaliação do comportamento e dos parâmetros de dimensionamento estrutural para concretos lateríticos de alta resistência.
2. Elaboração de ábacos e reajuste das fórmulas de dimensionamento estrutural com os parâmetros obtidos.
3. Comparação entre estruturas dimensionadas de concreto laterítico com os parâmetros obtidos e estruturas de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.
4. Estudo de modelos estruturais para o concreto laterítico.

NORMAS CITADAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

_____, NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2007.

_____, NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1994.

_____, NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2014.

_____, NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1980.

_____, NBR 7211 – Agregados para concreto - Especificação. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2005.

_____, NBR 7215 – Cimento Portland – determinação da resistência à compressão. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.

_____, NBR 7809 – Agregados graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

_____, NBR 7810 – Agregado em estado compactado seco: determinação da massa unitária. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1983.

_____, NBR 8522 – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

_____, NBR 9938 – Determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1987.

_____, NBR 11579 – Cimento Portland composto - Especificação. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1991.

_____, NBR 11579 MB 3432 – Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira nº200. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1991.

_____, NBR 12655 – Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

_____, NBR 15900(1) – Água para amassamento do concreto – Parte 1: Requisitos. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

_____, NBR NM 23 – Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

_____, NBR NM 30 – Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

_____, NBR NM 43 – Cimento Portland – Determinação da pasta de consistência normal. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

_____, NBR NM 45 – Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2006.

_____, NBR NM 51 – Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2001.

_____, NBR NM 52 – Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

_____, NBR NM 53 – Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2009.

_____, NBR NM 65 – Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

_____, NBR NM 67 – Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco do cone. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 1998.

_____, NBR NM 248 – Agregados – Determinação da composição granulométrica. ABNT, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

REFERÊNCIAS

1. ACI COMMITTEE. Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-99); and commentary (ACI 318R-99).
2. ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Editora Dunas, 2014.
3. ARAÚJO, Suélio da Silva; GUIMARÃES, Gilson Natal; GEYER, André Luiz Bortolacci. Influência do Tipo de Medição na Determinação do Módulo Elástico de Elasticidade do Concreto. **RIEM-IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 5, n. 5, 2012.
4. BAUER, L. A. Falcão. Materiais de Construção. Vol. 1. **Rio de Janeiro: LTC Editora**, 2008.
5. CARVALHO, Roberto Chust. FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto armado. **Editora da UFSCar, São Carlos**, v. 1, 4ªed, 2016.
6. CHAGAS FILHO, Milton Bezerra das. **Estudo de Agregados Lateríticos para Utilização em Concretos Estruturais**. 2005. Tese de Doutorado. Tese-Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.
7. CHAGAS, Rodrigo Mendes Patrício. **Estudo do concreto laterítico dosado com aditivo plastificante à base de lignosulfonato**. 2011. Dissertação de mestrado. Campina Grande, PB: Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, CTRN/UFPG.
8. CEI. Comité Euro Internacional du Béton. **CEB – FIP Model Code 1980**. Londres. Thomas Telford, 1993.
9. ESPINDOLA, Carlos Roberto; DANIEL, Luiz Antonio. Laterita e solos Lateríticos no Brasil. **Boletim Técnico da FATECSP**, v. 24, p. 21, 2008.
10. GOMES, Abdias Magalhães; AGUIAR, José Eduardo; COSTA, Juliana Oliveira. Permeabilidade do concreto: um estudo para a avaliação “IN SITU” usando instrumentos portáteis e técnicas tradicionais. Em: **3RD PAN-AMERICAN CONFERENCE FOR NONDESTRUCTIVE TESTING**. Rio de Janeiro. 2003.
11. HELENE, Paulo R. L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. Pini, São Paulo, 1992.
12. HELENE, Paulo R.L. **Estudo da Variação do Módulo de Elasticidade do Concreto com a Composição e Características do Concreto Fresco e Endurecido**. Relatório Técnico do Convênio EPUSP-CPqDCC/ABCP, n.10.122,1998.
13. IBGE - EMBRAPA - Mapa de Solos do Brasil. Rio de Janeiro: IBGE, 2001.

14. KAMARUZAMAN, Norul Wahida; MUTHUSAMY, Khairunisa. Engineering Properties of Concrete with Laterite Aggregate as Partial Coarse Aggregate Replacement. **International Journal of Civil Engineering and Geo-Environmental**, v.3, p47-50, 2012.
15. KER, João Carlos. Latossolos do Brasil, uma revisão. **Universidade Federal de Viçosa**. São Paulo. 1981.
16. LA SERNA, Humberto Almeida de; REZENDE, Márcio Marques. Agregados para a construção civil. **DNPM–Departamento Nacional de Produção Mineral**. p.602-635, 2009.
17. MEHTA, Povindar K.; MONTEIRO, Paulo JM; CARMONA FILHO, Antônio. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. Pini, 1994.
18. MELFI, A.J. Lateritas e processo de laterização. Aula inaugural, São Carlos. Mimeo, 1994.
19. MELO NETO, A. A.; HELENE, P.R. L. Módulo de elasticidade: dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos. **Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte**. 2002.
20. 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.
21. MUTHUSAMY, K.; KAMARUZAMAN, N. W., ISMAIL, Mohamed A.; BUDIEA, A. M. A. Durability performance of concrete containing laterite aggregates. **KSCE journal of civil engineering**, v. 19, n. 7, p. 2217-2224, 2015.
22. NEGUSSIE, T. Structural use of Scoria concrete. **African Journal of Science and Technology. Series A, Technology**, v. 8, n. 1, p. 44-49, 1990.
23. NEVILLE, Adam M. **Tecnologia do concreto**. Bookman Editora, 2013.
24. NEVILLE, Adam M. **Propriedades do concreto**. Bookman Editora, 2016.
25. PETRUCCI, Eladio Geraldo Requião; PAULON, Vladimir Antonio. **Concreto de cimento Portland**. Globo, 13ed, 1998.
26. PRADO, D.M. **Propriedades físicas e mecânicas de blocos estruturais produzidos com agregados reciclados de concreto**. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo – USP. São Carlos, 2006.
27. QUARESMA, Luiz Felipe. Agregados para construção civil - Perfil de brita para construção civil. **Relatório técnico – Ministério de Minas e Energia**. 2009.
28. RIBEIRO JÚNIOR, Ênio. Propriedades dos materiais constituintes do concreto. **Revista Especialize On-line IPOG**, v.1,nº10, 2015.

29. SANTOS, A. M., CABRAL, L. M. C., MONTEIRO, E. B., HELENE, P. R. L. Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico para diferentes dosagens de concreto. **Anais do 55° Congresso Brasileiro do Concreto**. 2013.
30. SINAPI – Índices da Construção Civil. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoiopoderpublico/sinapi/Paginas/default.aspx> Acesso em 23 mai.2014.
31. Sindicato Nacional da Indústria do Cimento, Associação Brasileira de Cimento Portland, relatório, 40p.,2013.
32. SHUAIBU, R. A.; MUTUKU, R. N.; NYOMBOI, T. A review of the properties of laterite concrete. **International Journal of Civil and Structural Engineering**, v. 5, n. 2, p. 130, 2014.
33. SUSSEKIND, José Carlos. Curso de Concreto – Volume 1. 2ªEd. **Globo/RJ**. 1981.
34. TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J.E. **Mecânica dos Sólidos**. v.1. LTC, 1994.