

2

Revisão Bibliográfica

2.1.Considerações Iniciais

Segundo Pinto (1971) e Nardi (1975) as cinzas vulcânicas como aditivo às argamassas vem sendo usadas desde 2.000 anos, antes da era cristã, pelos romanos, que as coletavam no sopé do vulcão Vesúvio, localizado em Pozzouli, na Itália, explicando, desta forma, a denominação, pozolana. Já a cal é citada como um dos primeiros materiais de construção, utilizada pelos chineses junto com argila, para construir a Muralha da China, por exemplo.

Na pavimentação, existem registros da utilização das cinzas vulcânicas, localizadas perto de Nápoles e Roma, em 312 a.C., misturadas à cal viva (CaO), formando a denominada argamassa hidráulica, utilizada como elemento cimentante entre as pedras, constituindo o concreto pozolânico utilizado na construção da Via Appia, na Itália. As primeiras citações da utilização deste concreto foram feitas pelo arquiteto Pollio Vitruvius, entre 10 a.C a 54 d.C., que fez citação a respeito das cinzas como elemento que misturado com cal e cascalho, contribuam não só para a solidez de edifícios comuns, mas também dos molhes sob a água. Os molhes referidos ainda hoje podem ser vistos segundo Nardi (1975).

O “concreto romano”, concreto de cinza vulcânica, mais leve e resistente, foi facilmente aceito como substituto às técnicas até então usadas, mais dispendiosas. Segundo Nardi (1975), em 80 d.C., as cinzas vulcânicas foram utilizadas na construção do Coliseu romano e em 120 d.C. no Pantheon.

O desenvolvimento industrial do século XX e o crescimento das termelétricas aumentaram muito a quantidade de cinzas provenientes da queima do carvão. Surgiram inúmeras pesquisas com objetivo de empregá-las com fins comerciais, resolvendo o problema de descarte deste grande volume de resíduo com reaproveitamento que poupa a exploração de mais recursos naturais.

2.2. Carvão Mineral e sua importância na Matriz Energética Brasileira

O carvão mineral já foi considerado o recurso energético não renovável mais abundante do país, com reservas nacionais atingindo 32,4 bilhões de toneladas. Foi apontado como a alternativa para o petróleo, uma vez que possibilitava resultados positivos em curto prazo considerando o domínio da tecnologia de seu aproveitamento como combustível desde o início da sociedade industrial. (Goethe, 1990)

Em todo o mundo, mais de 4 bilhões de toneladas de carvão são consumidas anualmente como combustível em usinas termelétricas (Rohde et al., 2006). No panorama mundial de geração de energia elétrica, a oferta mundial de energia apresentava, segundo dados de 2003, a seguinte distribuição: carvão fóssil, 39%; gás natural, 19%; energia nuclear, 17%; hídrica, 16%, petróleo, 7% e outras fontes, 2%.

Na Figura 2.1 é mostrada a participação do carvão mineral na oferta interna de energia no Brasil, de acordo com os dados do Balanço Energético Nacional de 2010, com base nos dados de 2009. Atualmente, apesar da maior parte da oferta de energia, no Brasil, ser derivada de fontes não renováveis, na Figura 2.2 se vê o crescimento da participação das fontes renováveis de energia.

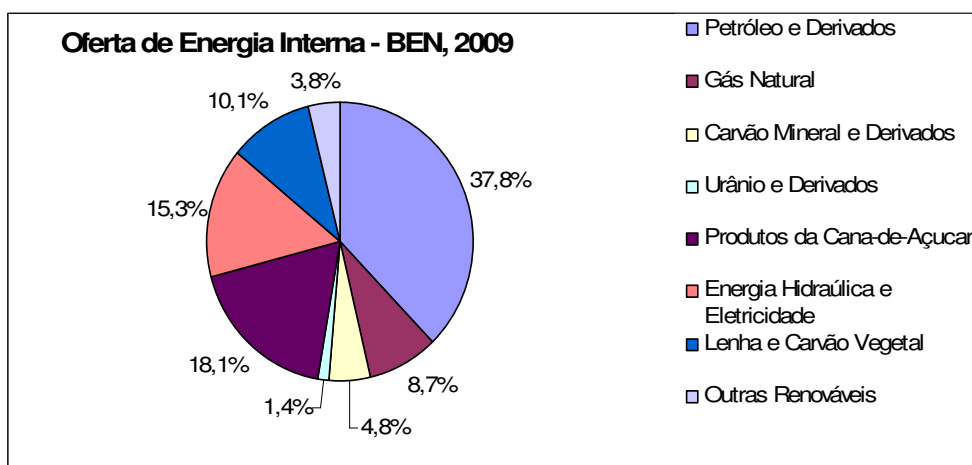


Figura 2.1 – Gráfico representativo da Oferta Interna de Energia no Brasil com dados de 2009 (Fonte: EPE, 2010)

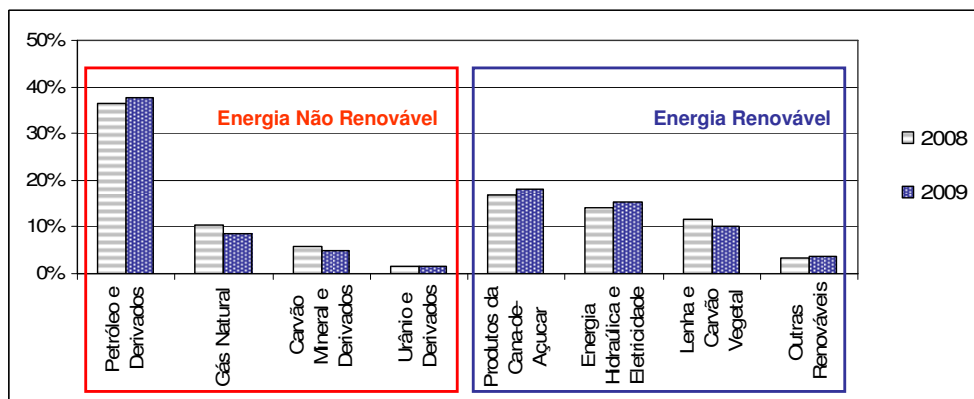


Figura 2.2 – Comparação das Diferentes Fontes de Energia, no Brasil, em 2008 e 2009.
(Fonte: EPE, 2010)

O carvão mineral é utilizado como combustível para geração de energia térmica. No Brasil, devido a aspectos geográficos e dimensão do território, as termelétricas, que empregam carvão mineral como combustível estão situadas geograficamente próximas aos principais jazimentos carboníferos do país, nos estados do Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná. (Viegas, 1977; Rohde et al., 1996 apud Pozzobon, 1999)

É importante citar que as usinas termelétricas podem utilizar outro tipo de combustíveis, e por este motivo, são classificadas quanto ao tipo segundo (Viegas, 1977; Rohde et al., 1996 apud Pozzobon, 1999)

- Usinas convencionais: utilizam derivados de petróleo, gás, energia nuclear e carvão mineral;
- Usinas não convencionais: usam biomassa, resíduos orgânicos e outros;

Pesquisas da ELETROBRAS mostram que em 1997, aproximadamente metade da energia térmica gerada nas usinas convencionais, era gerada pela queima do carvão mineral.

O carvão mineral sofre forte influência da sua origem geológica que pode variar suas características físico-químicas e grau de carbonificação. Tais fatores também influenciam no tipo de cinzas produzido na queima do carvão. O carvão brasileiro tem relevante presença de teor de matéria orgânica em sua composição, responsável pela formação de resíduos, diferentemente das cinzas oriundas de carvão com menores teores de matéria orgânica de outros locais.

2.3. Origem e Classificação das Cinzas

De acordo com Rohde et al. (2006) a formação das cinzas se dá pela combustão direta do carvão, matéria-prima sólida, constituída por duas frações intimamente misturadas: uma orgânica (material volátil mais carbono fixo) e uma mineral (argilas, quartzo, piritas, carbonatos, etc.). Pela ação do calor a fração orgânica gera voláteis e coque, enquanto a mineral se transforma em cinza com mineralogia modificada, tendo em vista: a perda de água das argilas, a decomposição dos carbonatos, a oxidação dos sulfetos, etc.

Nardi (1975) afirma que as cinzas consistem de componentes não combustíveis de carvão, além de partículas não queimadas devido à combustão incompleta do carvão pulverizado.

Na geração de energia termelétrica pela queima do carvão mineral são gerados resíduos: 40% em peso destes correspondem à fração cinzas, sendo destes, 60% cinzas volantes e, 40% cinza de fundo, segundo esquema indicado na Figura 2.3.

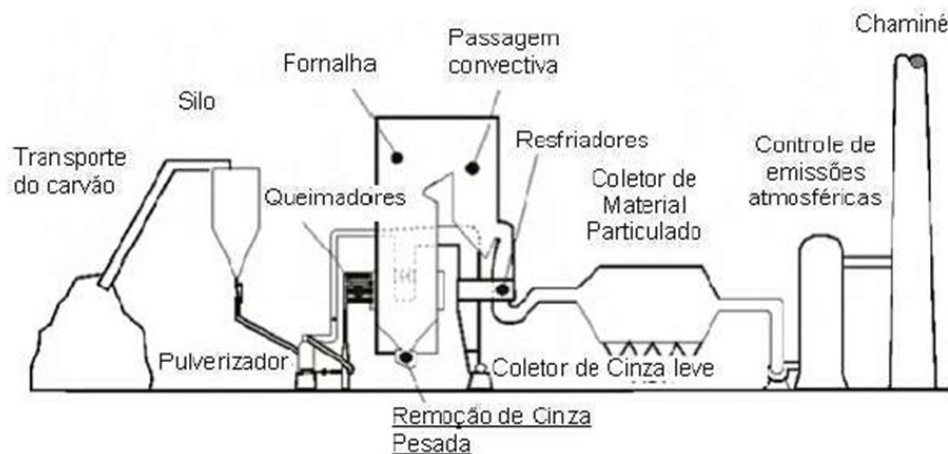


Figura 2.3 – Processo de Queima do Carvão Mineral em Usinas Termelétricas
(Fonte: Farias, 2005)

Segundo Rohde et al. (2006), as cinzas apresentam-se de diferentes formas conforme o processo de gaseificação ou queima do carvão e podem ser classificadas como:

- Escória/Cinza Grossa (slag ou boiler slag): originada nos processo de combustão ou gaseificação do carvão em grelhas fixas e móveis. Apresentam-se, frequentemente, com granulometria grosseira e blocos sinterizados, com consideráveis teores de carbono

não queimado (10-20%). São retiradas pelo fundo das fornalhas, após resfriamento com água;

- Cinza de Fundo/Cinza Pesada/Cinza Úmida (*bottom ash*): originadas nos processos de combustão do carvão em forma pulverizada e da queima ou gaseificação do carvão em leito fluidizado, contém geralmente teores de carbono não queimado de 5 a 10%. São mais pesadas e de granulometria mais grossa, que caem para o fundo das fornalhas e gaseificadores, de onde são retiradas por fluxo de água, principalmente nas grandes caldeiras de usinas térmicas e centrais de vapor;
- Cinza Leve/ Cinza Volante (*fly ash*): constituídas de partículas extremamente finas (100% menor que 0,15mm), leves e que são arrastadas pelos gases de combustão de fornalhas ou gases gerados em gaseificadores industriais. Grande parcela dessas partículas é retida por sistema de captação – filtros de tecido, ciclones, precipitadores eletrostáticos, etc. As grandes unidades produtoras deste tipo de cinzas são as usinas termelétricas e centrais de vapor.

As propriedades físico-químicas das cinzas oriundas da combustão do carvão mineral em usinas termelétricas são influenciadas por diversos fatores, tais como: composição do carvão; grau de beneficiamento e moagem do carvão; tipo, projeto e operação da caldeira; sistema de extração e manuseio das cinzas. Goethe (1990) comenta: “Devido a estes fatores, as cinzas vão mostrar variação na sua composição e propriedades físico-químicas, não só de usina para usina, mas de caldeira para caldeira na mesma usina e até numa mesma caldeira em tempos diferentes”.

Existem ainda outros sistemas de classificação das cinzas de carvão, entre os quais pode-se dar destaque a: sistema de graduação, fundamentado na finura, perda ao fogo, e estado físico e sistemas triangulares, onde diferentes classes podem ser definidas com base no conteúdo de material cálcico e férrico.

A ASTM, na norma ASTM C618 – “*Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete*” – apresenta sistema de classificação das cinzas volantes ou pozolanas naturais para uso em concreto, onde são desejadas propriedades cimentícias ou atividades pozolânicas.

De acordo com Rohde et al (2006), a NBR 12653:1999 (ABNT,1999) – “Materiais Pozolânicos – Especificação”, visa enquadrar as cinzas volantes

brasileiras no sistema de classificação estabelecido para os materiais pozolânicos. É importante ressaltar que nesta norma não há menção sobre cinzas de fundo ou escórias de carvão. No Quadro 2.1 são apresentados os requisitos que constam na NBR 12653:1999 quanto à classificação das cinzas volantes e características gerais das cinzas típicas do Brasil.

Quadro 2.1– Classificação das Pozolanas segundo NBR 12653/1999 e características gerais das cinzas brasileiras. (Fonte: Rohde et al., 2006)

Propriedades		Classes de Materiais Pozolânicos			Cinzas Brasileiras	
		N	C	E	Volantes	Fundo
Exigências Químicas	SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃ (%mín)	70	70	50	>90	>90
	SO ₃ (%máx)	4,0	5,0	5,0	<1,0	<1,0
	Teor de Umidade (%máx)	3,0	3,0	3,0	<1,0	>3,0 ⁽¹⁾
	Perda ao Fogo (%máx)	10,0	6,0	6,0	<1,0	<3,5
	Alcalis disponíveis em Na ₂ O (%máx)	1,5	1,5	1,5	<1,5	<1,5
Exigências Físicas	Material Retido na Peneira 45µm (%máx)	34	34	34	<34	<34 ⁽²⁾
	Índice de atividade pozolânica:					
	- com cimento (%mín)	75	75	75	>75	<75
	- com cal (MPa)	6,0	6,0	6,0	>6,0	<6,0
	Água Requerida (%máx)	115	110	110	<110	<110

(1) A umidade pode ser atingida por secagem sem prejuízos para a qualidade das cinzas, dependendo da utilização altas umidades podem ser benéficas.

(2) Pode ser atendida por moagem e britagem. Nem sempre maior finura vai significar maior qualidade. Vai depender do tipo de aproveitamento.

Na verdade, no Brasil, ainda não existe legislação específica para as cinzas derivadas de carvão mineral, que, em termos práticos são classificadas como resíduos sólidos, e para sua utilização é necessária aprovação específica, em cada caso, além de monitoramento ambiental prolongado.

Segundo Rhode et al. (2006), a produção de cinzas da combustão de carvão, das termelétricas da região sul do país e outras unidades industriais, atingia, à época citada, aproximadamente 4.000.000 toneladas por ano das quais somente em torno de 50% eram aproveitadas.

Os custos e riscos inerentes ao correto condicionamento das cinzas, anteriormente a alternativa mais recomendada, são muito elevados, com redução da atratividade do carvão mineral como fonte de energia. Desta forma, a grande importância do desenvolvimento de produtos e técnicas que busquem o

aproveitamento destes resíduos está intimamente ligada à difusão do emprego do carvão como combustível.

2.3.1.Cinza Volante

Pinto (1971) define a cinza volante (*fly ash*), como sendo uma pozolana artificial, produzida nas usinas termelétricas que queimam carvão em pó. Na norma americana, ASTM C618, a definição dada a pozolana é: material silicoso ou sílico-aluminoso, que por si só possui pouca ou nenhuma capacidade de cimentação, porém em forma finamente dividida e na presença de umidade, reage quimicamente com hidróxidos alcalinos e alcalinos terrosos, à temperatura ambiente para formar ou ajudar na formação de compostos com propriedades cimentícias.

A cinza volante pode ser definida como resíduo de granulometria fina, resultante da combustão do carvão mineral ou matéria orgânica, transportada pelo fluxo de gases.

Rohde et al. (2006) definem as cinzas volantes como materiais particulados sílico - aluminosos, de textura siltosa, remanescentes da matéria mineral calcinada nos processos de combustão de carvão pulverizado, em ambiente oxidante e de alta temperatura, extraídos por meios eletrostáticos dos gases de combustão.

Em geral, no processo de queima do carvão, as cinzas volantes, devido a baixa densidade, flutuam até as chaminés, onde são coletadas mecanicamente por precipitadores eletrostáticos ou outro tipo de mecanismo, onde sofrem resfriamento e, com o auxílio de equipamentos pneumáticos, são transportados até os silos de armazenagem. Como grande parte das cinzas volantes no Brasil já é destinada à reutilização de diversas formas, parte das cinzas são separadas para análise de parâmetros físicos e químicos, determinando a variação de tais propriedades e conferindo o enquadramento aos requisitos aplicáveis.

As propriedades das cinzas volantes podem ser influenciadas por alguns fatores, como descrito na ASTM C618, tais como: as fontes de carvão (composição química do carvão), que interferem diretamente nos componentes químicos presentes nas cinzas, os tipos de caldeira utilizados e os métodos de controle das emissões (temperatura da combustão e método de retirada da cinza), que intervêm na presença de componentes cristalinos nas cinzas. Nardi (1975) inclui, ainda, a temperatura de combustão como um dos fatores influentes. A estrutura cristalina, formada com o resfriamento lento das cinzas,

fornece características cimentantes e o grau de cristalinidade determina as características de hidratação.

As cinzas volantes são capazes de desenvolver reações pozolânicas, e quando misturadas à cal possuem características para estabilização de solos como observado por Rosa (2009) e diversos estudos anteriores. Segundo Rohde et al. (2006) os elementos responsáveis pela atividade pozolânica nas cinzas volantes são: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , SO_3 , Na_2O , e K_2O , entretanto o grau de reação é ainda dependente de outras variáveis como a distribuição do tamanho das partículas e mineralogia dos solos.

O crescente aproveitamento e desenvolvimento de novas técnicas para a utilização das cinzas volantes com diferentes finalidades fez com que na década de 1960, aumentassem os estudos e normas que regulamentassem seu uso em diversos países, tais como: Alemanha, Austrália, Canadá, Dinamarca, Espanha, França, Inglaterra, Holanda, Japão e Estados Unidos, entre outros.

Quanto às características químicas das cinzas volantes oriundas das termelétricas da região sul do país, pode-se dizer que mais de 90% consistem em sílica, alumina e óxido de ferro, além de óxido de cálcio, magnésio, sódio, potássio, titânio e outros em menores teores. É importante lembrar que a composição química das cinzas volantes está profundamente relacionada com as características dos carvões dos quais são originadas. Já quanto às características físicas, normalmente as cinzas volantes são caracterizadas por granulometria de tamanho de silte, às vezes de areia, são não plásticos e não coesivos, com a massa específica dos grãos variando entre 2050kg/m³ e 2200kg/m³. Nas características mineralógicas, de forma geral, as cinzas volantes constituem-se, predominantemente, de material vítreo de natureza sílico - aluminosa e em menor proporção de compostos cristalizados. A morfologia das partículas varia com as condições de queima, e cinzas volantes provenientes da combustão de carvão pulverizado contém predominantemente partículas esféricas e de partículas irregulares (Rohde et al., 2006).

2.3.2. Cinza de Fundo

Como já descrito, as cinzas de fundo são resíduos sólidos gerados a partir da combustão de carvão pulverizado, de granulometria maior que as cinzas volantes. Rohde et al. (2006), definem cinzas de fundo como mescla de materiais agregados e particulados, sílico - aluminosos, de textura areno -

siltosa, remanescentes da matéria mineral calcinada, nos processos de combustão de carvão pulverizado, em ambiente oxidante e de alta temperatura.

No processo de queima do carvão mineral, as cinzas de fundo (resíduos sólidos), são coletadas em recipiente preenchido com água, posicionado embaixo da câmara de combustão. Quando atingida quantidade suficiente de cinza pesada no recipiente, com auxílio de jato de água de alta pressão, é retirada e conduzida por canal de limpeza para tanques de disposição ou bacias de decantação para a diminuição da elevada umidade (Nardi, 1998 apud Farias, 2005)

As propriedades físico-químicas da cinza de fundo também variam com a composição do carvão, do grau de moagem do beneficiamento na pré-queima e, do sistema de extração e transporte da cinza após a queima (Goethe, 1990).

As cinzas de fundo não possuem vasta reutilização como as volantes, talvez por este motivo, ainda não sejam conhecidas normas e regulamentos que forneçam diretrizes para seu uso em diversos fins. Segundo Rohde et al. (2006), estas cinzas podem ser definidas como material pozolânico, embora ainda não reconhecida pela NBR 12653:1999, ou pela ASTM C618. Os autores citados baseiam seu argumento nas recentes pesquisas que comprovam o comportamento pozolânico das cinzas de fundo. Nessas pesquisas, em temperatura ambiente, mesmo que em menor grau que as cinzas volantes, as cinzas de fundo apresentam a capacidade de reação com a cal, em presença de água, para formar compostos com propriedades cimentantes.

Quanto à composição química das cinzas de fundo, normalmente mais de 90% são compostos químicos e vidros formados por SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 . Pode-se concluir que são constituídas predominantemente de silicatos e aluminatos amorfos, com valores de sílica superiores a 60%. Outros elementos como o TiO_2 , MnO e P_2O_5 , aparecem em quantidade mínima, por exemplo: na análise feita por Nardi (1988, apud Leandro, 2005), totalizaram 1,19% em peso e por Rocha et al. (1999, apud Leandro, 2005), 1,59%. Dado que a composição química depende diretamente da fonte de carvão do qual a cinza foi gerada, o Federal Highway Administration (FHA, 1998) relata que as cinzas derivadas de linhitas ou carvões sub-betuminosos têm percentagem maior de cálcio do que as cinzas derivadas de antracito ou carvão betuminoso.

A variação da granulometria das cinzas de fundo é grande, entretanto, na maioria dos casos, tem características granulares, com grande parte dos grãos na fração areia e silte e baixos teores de argila, são não plásticos e não

coesivos. Do ponto de vista mineralógico, constituída por fase vítrea silico - aluminosa associada a carbono na fase amorfa. Quanto às características morfológicas são quatro tipos principais: partículas transparentes arredondadas e irregulares, partículas opacas angulosas a subangulosas e, finalmente, de forma esférica (Rohde et al., 2006).

2.4. Aproveitamento das Cinzas de Carvão Mineral

A utilização de cinza vulcânica como material de construção, como visto, é muito antiga; civilizações aproveitavam-se das propriedades cimentantes destas cinzas. Entretanto, segundo Nardi (1975) com aumento da instalação de termelétricas como usinas geradoras de energia, veio a primeira utilização das cinzas volantes de carvão mineral como agente cimentante no concreto em 1936, em alguns quilômetros da parede de contenção ao redor do lago de Michigan.

O uso das cinzas volantes em concreto foi a reutilização deste resíduo mais bem difundida, inicialmente, em todo o mundo. Rohde et al. (2006) relatam que em 1942, nos reparos do túnel vertedouro da barragem Hoover aconteceu o primeiro grande uso de cinza volante em concreto massa e a utilização mais conhecida refere-se à restauração da barragem Backer, no Colorado, em 1947.

O histórico do uso das cinzas de carvão em estabilização de solos com mistura com cal também é citado por diversos estudiosos. Rohde et al. (2006) relatam que as primeiras experiências em larga escala com o emprego de solo-cinza-cal, foram realizadas nas décadas de 1920 e 1930 nos Estados Unidos e em alguns países da Europa.

Já no Brasil, o primeiro registro do emprego da cinza volante como pozolana, é datado de 1964, quando foi incorporada ao concreto, na construção da hidrelétrica de Jupia, pela então CELUSA – Centrais Hidrelétricas de Urubupunga S.A., com a finalidade de diminuir a temperatura de hidratação do concreto, substituindo parcialmente o cimento (Abreu, 1993).

A escassez de jazidas de materiais de construção convencionais, a grande e crescente quantidade de resíduos gerados, em conjunto com custos e riscos ambientais associados à disposição dos mesmos podem ser consideradas motivações de estudos visando o aproveitamento de resíduos.

Segundo Rohde et al. (2006) as cinzas podem ser consideradas importante recurso mineral, tendo em vista suas propriedades físico-químicas e mineralógicas, pouco encontradas em outros materiais, caracterizadas por alta

capacidade de reação com aglomerantes do tipo cal; e há imobilização de seus elementos potencialmente perigosos ou tóxicos quando empregadas na forma estabilizada com cal. Na prática das construções são apreciados os aspectos: grande quantidade do material disponível; pronta disponibilidade para uso após sua formação não necessitando processos de beneficiamento a não ser eventuais secagens em presença de excesso de umidade.

Construção, fabricação e estabilização de resíduos podem ser citadas como as principais categorias de reutilização do subproduto da queima do carvão mineral, como retratado por Silva et al. (1998); Zwonok et al. (1996); Jablonski & Tyson (1988 apud Pozzobon, 1999)

A construção é o maior usuário dos subprodutos do carvão mineral, e aplicações tecnológicas existem tanto para a cinza volante como para a pesada. Dentre diversas pode-se destacar: concretos e argamassa; fabricação do cimento Portland pozolânico; processos de estabilização sob pressão; aterros estruturais ou sem função estrutural (como material de enchimento em obra); bases estabilizadas e solos modificados para rodovias, pistas e edificações e ainda como fíler em misturas betuminosas. (Rohde et al., 2006)

Na categoria referente à fabricação, as aplicações para as cinzas oriundas da queima do carvão mineral citadas por diversos pesquisadores são: artefatos de concreto celular autoclavado; artefatos de cinza-cal (sílico – calcários) autoclavados; artefatos cerâmicos: de cinza e de cinza com argila; artefatos sinterizados; artefatos de cinza-cal curados em meio ambiente; agregados leves, concreto leve e fíler plástico.

Na categoria de estabilização de resíduos, Marciano Jr. et al. (1996, apud Pozzobon, 1999) comentam alternativas bem sucedidas de incorporação ou imobilização de rejeitos com cimento e em peças de concreto são pesquisadas e empregadas na Europa e na América do Norte. Estudo realizado por Weng & Huang (1994) comprovou que a cinza volante originada na empresa de energia de Delmarva, estado de Newark, mostrou ser um potencial absorvente de metais pesados no tratamento de efluentes industriais contaminados. Parsa et al. (1996) apresentam método, simples e de baixo custo, para a estabilização/solidificação de resíduos perigosos, usando cinza volante classe C (segundo classificação da ASTM C618): o processo, que envolve a mistura e compactação do resíduo e da cinza volante em um bloco monolítico, obteve resultados satisfatórios.

Pozzobon (1999) apresenta no Quadro 2.2 as principais características e produtos feitos com cinza de carvão.

É importante ressaltar que no Brasil, a principal utilização das cinzas originadas da combustão do carvão mineral ocorre na substituição de parte do clínquer por cinza volante na fabricação do Cimento Portland Pozolânico. Atualmente, 100% das cinzas volantes provenientes do Complexo Termelétrico de Jorge Lacerda – origem das cinzas do presente estudo – é consumido pela indústria do cimento.

Quadro 2.2 - Características da cinza volante e pesada, produtos, vantagens
(Fonte: Pozzobon, 1999)

Resíduo	Características	Produto Elaborado	Vantagens
Cinza de Fundo	Subproduto da combustão do carvão; partículas com tamanho de 0,08 a 20mm; forma angular; muito porosa	Cimento Agregado Leve Sub-base	Economia de energia Aumento da Capacidade de produção para gasto de capital relativamente mais baixo.
Cinza Volante	Subproduto da combustão do carvão, partículas menores carregadas pelos gases da combustão para chaminés.	Cimento Concreto Agregado Leve Sub-base Fíler de asfalto Tijolo	Economia de energia Aumento da capacidade de produção para gasto de capital relativamente mais baixo. Textura fina. Baixa Massa Específica Facilidade de combinação com a cal livre (propriedade pozolânica)

2.4.1. Aproveitamento das Cinzas do Carvão Mineral na Pavimentação

Segundo Nardi (1975), o primeiro registro da utilização de cinzas volantes na pavimentação ocorreu em 1938, nos Estados Unidos, quando o Distrito Sanitário de Chicago usou 20 a 50% de cinzas volantes como substituto do cimento em pavimento numa extensão de meia milha numa rodovia local. O autor relata a construção das pistas de pouso do aeroporto de Newark, também nos Estados Unidos, onde se usou cerca de 730 mil toneladas de cinzas,

juntamente com o aproveitamento da areia dragada do mar que foi utilizada no aterro. E com a instrumentação instalada pode ser verificado, após 5 anos de operação, que os custos de manutenção foram bem menores que os de pavimentos comuns.

Rohde et al. (2006) relatam que na Europa, o uso das cinzas de carvão estabilizadas como aglomerantes em bases, sub-bases e reforços de sub-leitos de pavimentos se difundiu muito, a partir de 1960. E em países como Inglaterra, França, Suécia, Rússia, dentre outros, o uso das cinzas na pavimentação faz parte das alternativas convencionais.

No Brasil, na pesquisa desenvolvida por Nardi (1975) e posteriormente complementada pelas pesquisas de Marcon (1977) foi comprovada a estabilização de areia com cinza volante e cal. Tais trabalhos resultaram na implantação de trecho experimental localizado às margens da BR-101, no município de Imbituba/SC, onde foi construída sub-base de areia estabilizada com cinza volante e cal, sobre subleito de areia com sucesso (Motta, 1981).

Pozzobon (1999) cita que cinzas de fundo vêm sendo utilizadas em dosagens experimentais de peças de concreto para pavimentação, como mostrado na Figura 2.4.



Figura 2.4 – Moldagem de Peças de Concreto para Pavimentação com uso de cinza
(Fonte: POZZOBON, 1999)

2.5. Cinzas e o Meio Ambiente

As cinzas de carvão mineral são resíduos sólidos industriais e por este motivo restrições ambientais são impostas às mesmas. Por outro lado, o contínuo avanço dos critérios de controle por parte das agências ambientais e a crescente relevância da implantação de conceitos e atitudes sustentáveis, incentiva o reaproveitamento destes resíduos para outras finalidades.

O potencial poluidor das cinzas depende das concentrações dos elementos tóxicos e do grau de solubilização destes elementos no ambiente natural. Goethe (1990) ressalta que as cinzas de carvão mineral contêm metais pesados em sua composição química e devem ser submetidas a ensaios ambientais, como de lixiviação, para proceder a classificação ambiental.

Apesar destas ressalvas, as cinzas de carvão mineral, como demonstrado por diversas pesquisas ao longo dos anos, por exemplo, nas resumidas em Pozzobon (1999) podem ser utilizadas inclusive com a finalidade de estabilização de resíduos.

Nunes et al. (1996, apud Farias, 2005) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Nottingham avaliaram, entre outros resíduos, o emprego da cinza pesada oriunda da queima do carvão mineral na pavimentação. Tais estudos indicaram os seguintes benefícios na reutilização destes materiais na pavimentação, que podem ser extrapolados para o reaproveitamento das cinzas volantes, também:

- Redução da demanda de materiais primários e convencionais;
- Redução dos custos energéticos relacionados com a extração e o transporte de agregados convencionais;
- Redução dos custos ambientais associados com a recuperação dos passivos ambientais gerados pela exploração de jazidas de materiais convencionais;
- Redução dos problemas ambientais e econômicos associados com a estocagem e disposição final dos resíduos; e,
- Prováveis benefícios comerciais advindos do uso de materiais residuais, visto que são financiados pelos processos que os geram.

2.6. Cal

Guimarães (2002) relata que na metade do século passado, V. J. Azbe, mestre da ciência e arte de fabricar cal, fez o seguinte comentário: “A cal participa diariamente de nossa vida, de nossas construções, dos produtos químicos e agrícolas. As atividades e a salubridade das indústrias e das cidades dependem dela em grande parte, de modo a ser considerada o mais importante produto inorgânico à disposição do homem. O volume do consumo da cal pode ser considerado como índice de desenvolvimento de um Estado.”

Este autor citado afirma que pela multiplicidade de suas aplicações, a cal está entre os dez produtos de origem mineral de maior consumo mundial e que ganha ainda maior expressão quando se conhece o leque de setores industriais e sociais que dele se utilizam, devido a suas características de reagente químico e aglomerante-ligante. Na presente pesquisa será dada ênfase a funcionalidade da cal como agente cimentante, e estabilizador de solos.

De acordo com Silva (2009), a cal virgem é o principal produto da calcinação das rochas carbonatadas cálcicas e cálcio-magnesianas. Na literatura brasileira e nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT é o termo consagrado para designar o produto composto predominantemente por óxido de cálcio ou por óxido de cálcio e de magnésio, resultantes da calcinação, à temperatura de 900-1200 °C de calcários, calcários magnesianos e dolomitos. A cal é classificada conforme o óxido predominante, em:

- Cal Virgem Cálcica: com altos teores de óxido de cálcio, variando entre 90 a 100% do óxido total presente;
- Cal Virgem Magnésiana: com teores intermediários óxido de cálcio, entre 65 a 90% do óxido total presente;
- Cal Virgem Dolomítica: com teores baixos de óxido de cálcio, variando ente 58 a 65% do total.

Existe ainda a cal hidratada, resultado da hidratação da cal virgem, encontrada na forma de pó seco. Nas Equações 2.1 e 2.2 são mostradas as reações de formação da cal virgem e da cal hidratada, respectivamente.



Resumidamente, identificam-se os seguintes tipos de cal e suas fórmulas químicas:

- Cal Virgem Cálcica: CaO
- Cal Virgem Dolomítica: $CaO.MgO$
- Cal Hidratada Cálcica: $Ca(OH)_2$
- Cal Mono-Hidratada Dolomítica: $Ca(OH)_2.MgO$
- Cal Bi-Hidratada Dolomítica: $Ca(OH)_2.Mg(OH)_2$

No Quadro 2.3 são apresentadas as principais propriedades e seus valores médios característicos das cales comercializadas no país, pelas empresas de médio e grande porte. Há no mercado global, predominância da cal virgem cálcica, devido a suas aplicações nas áreas das indústrias siderúrgicas, de açúcar e de celulose segundo Guimarães (2002).

Quadro 2.3 - Composição Média das Cales Brasileiras (Fonte: Guimarães, 2002)

Tipo de Cal	Cal Virgem Cálcica	Cal Hidratada Cálcica	Cal Hidratada Dolomítica ou Magnesiana	Cal Virgem Dolomítica ou Magnesiana
CaO (%)	90 – 98	70 - 74	39 - 61	51 – 61
Mg (%)	0,1 - 0,8	0,1 - 1,4	15 - 30	30 – 37
Insolúvel no HCl (%)	0,5 - 3,5	0,5 - 2,5	0,5 - 18,2	0,5 - 4,5
Fe ₂ O ₃ +Al ₂ O ₃ (%)	0,2 - 1,0	0,2 - 0,8	0,2 - 1,5	0,2 - 1,0
Perda ao Fogo (%)	0,5 - 5,0	23 - 27	19 - 27	0,5 - 4,8
CO ₂ (%)	0,2 - 3,8	1,5 - 3,5	3,0 - 6,0	0,5 - 4,5
SO ₃ (%)	0,1 - 6,0	0,1 - 0,0	0,02 - 0,2	0,05 - 0,1
CaO - MgO Base de não-volátil (%)	96,0 - 98,5		76 – 99	
MgO Não Hidratado (%)		0,5 - 1,8	5 - 25	
MI/HCl/4N Reatividade (10min)	225 – 400			225 - 290

2.7.Estabilização de Solos

O conhecimento das características e propriedades mecânicas do solo existente e disponível no local de execução de um projeto de pavimentação é de suma importância para análise da adequação aos requisitos técnicos. Entretanto, ocorre com certa frequência a existência de solos que não apresentam as propriedades adequadas para suportar as cargas impostas ao pavimento.

Nestes casos, normalmente, uma das soluções mais comuns é a procura por outros materiais, diferentes dos locais, que preencham os requisitos técnicos mínimos, o que ocasiona custos adicionais, como por exemplo de transporte que muitas vezes podem inviabilizar o projeto.

Uma alternativa é a estabilização dos solos locais, com materiais alternativos, que pode se mostrar mais favorável e menos onerosa. De acordo, com Baptista (1976), estabilizar o solo é utilizar um processo qualquer de forma a tornar este solo estável para os limites de sua utilização e ainda fazer com que esta estabilidade permaneça sob as ações das cargas exteriores e ações climáticas variáveis.

Medina e Motta (2004), afirmam que na estabilização de solos, geralmente, visa-se modificar as seguintes propriedades de engenharia: resistência ao cisalhamento – tornando menos sensível às mudanças ambientais, principalmente à umidade; permeabilidade – aumentando-a ou diminuindo-a e, ainda, a compressibilidade reduzindo - a.

Segundo, Guimarães (2002), a estabilização dos solos pode ser obtida por diversas e diferentes técnicas, que podem ser classificadas em dois grupos:

- Estabilização Mecânica: correção da granulometria e plasticidade, com adição ou subtração de certas quantidades das frações constituintes, além da compactação;
- Estabilização Química: mistura com aditivos orgânicos ou inorgânicos, como materiais betuminosos, resinas, compostos de fósforo, silicatos de sódio, cal, cimento Portland e outros e posterior compactação.

A escolha por um ou outro tipo de estabilização é influenciada pelo custo, finalidade da obra, e em particular, pelas características dos materiais e propriedades do solo que devem ser corrigidas.

A estabilização mecânica de solos pode ser descrita em dois processos principais: compactação e estabilização granulométrica. De acordo com Santos et al. (1995), a compactação refere-se ao processo de tratamento de um solo com a finalidade de minimizar sua porosidade pela aplicação de sucessivas cargas, pressupondo que a redução de volume de vazios é relacionada ao ganho de resistência. Já a estabilização mecânica por correção granulométrica, corresponde à mistura do solo com um ou mais solos e ou outros materiais, que possibilitem a obtenção de um novo “produto” com propriedades adequadas ao requisitos de projeto.

De acordo com Sandroni & Consoli (2010), melhorar ou controlar a estabilidade volumétrica, resistência e propriedades tensão-deformação estão entre os principais objetivos da mistura de aditivos aos solos. As reações químicas mais comuns na estabilização são as de troca catiônica com partículas de argilas, além das reações cimentícias e pozolânicas. Normalmente, os agentes químicos mais utilizados para a estabilização de solos são o cimento Portland, cal, cinza volante e emulsões betuminosas.

Segundo Medina (1987, apud Soliz, 2007) na estabilização química, como indicado pelo próprio nome, há ocorrência de reação química do aditivo com os minerais do solo (fração coloidal) ou o preenchimento dos poros pelo produto da reação química do aditivo com a água. Na mistura de solo com cal ou cimento Portland, denominadas solo-cal e solo-cimento, inicialmente, existe uma reação físico-química, onde os cátions (Ca^{++}) liberados pela hidratação do cimento reagem com a superfície dos argilo-minerais e modificam o pH da solução eletrolítica. Posteriormente, a rigidez da mistura sofre um acréscimo, devido aos produtos cimentantes oriundos das reações pozolânicas.

Ainda, seguindo as diretrizes do mesmo autor citado, após a mistura do solo com o agente estabilizador pode ou não ocorrer a formação de matriz contínua com o solo. Na matriz contínua, o agente estabilizador preenche todos os poros e as partículas do solo ficam nela mergulhadas, comportando-se como um inerte de enchimento. Neste caso, as propriedades do sistema são essencialmente as da matriz, havendo predominância das propriedades mecânicas do estabilizador. Algumas das reações que acontecem na mistura solo - agente estabilizador são variação de temperatura, hidratação, evaporação e adsorção de origem física e reações químicas, como troca catiônica, precipitação, polimerização, oxidação, solução e carbonatação.

Os mecanismos de estabilização com cimento Portland e cal são similares, formando produtos com características cimentantes quando misturados ao solo, como silicatos hidratados de cálcio (CSH) e aluminatos hidratados de cálcio (CAH). Tanto a cal como o cimento Portland podem ser utilizados em muitas variedades de solos, e as reações de estabilização podem se estender por anos. Entretanto, a presença de matéria orgânica no solo pode retardar ou inibir as reações, assim como a presença de sulfatos pode ser prejudicial, dado que podem conduzir, posteriormente, a produção de minerais expansivos e a quebra da estrutura cimentícia.

Consoli et al (2007, apud Sandroni & Consoli, 2010) concluíram que o grau de cimentação de um solo estabilizado quimicamente não é função somente da

quantidade de agente cimentante, e que fatores como a densidade, forma, natureza superficial das partículas desempenham papel importante neste processo. Pesquisas em misturas solo-cimento mostraram que a mesma quantidade de cimento Portland produzirá resistências distintas ao ser adicionada em solos de mesma natureza com densidades diferentes, devido ao fato de que no solo mais denso, existe maior número de pontos de contato entre as partículas e, portanto, a cimentação se desenvolve de maneira mais efetiva.

2.7.1.Solo-Cal

A utilização da cal como agente estabilizante de solos é o método de estabilização química mais conhecido e com diferentes tipos de aplicações, como por exemplo, em aterros ou pavimentações. Suas propriedades como aditivo do solo, melhoria na resistência, deformabilidade e permeabilidade, são conhecidas desde a antiguidade.

A cal utilizada na estabilização ou melhoria dos solos é resultante da calcinação, em temperaturas próximas a 1000°C , de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre. Dois tipos de cales são normalmente utilizados para estabilizar solos coesivos – CaO , óxido de cálcio ou cal viva e $\text{Ca}(\text{OH})_2$, hidróxido de cálcio ou cal hidratada. Segundo Nardi (1975), o óxido de cálcio (CaO) geralmente produz melhores resistências no solo estabilizado, porém quase não é utilizado devido à sua causticidade, e portanto periculosidade no manuseio.

Segundo Sandroni & Consoli (2010), o calcáreo natural, CaCO_3 é ineficiente na estabilização química de solos, mas pode ser utilizado como fíler, de forma a aumentar o teor de fino dos solos.

No Brasil, a cal hidratada, é a mais utilizada para tratamento de solos e deve atender às determinações da Norma Brasileira NBR 7175/2003.

As características do solo a ser melhorado e o uso e características mecânicas desejadas da mistura são fatores determinantes para a quantidade de cal necessária ao tratamento de solos, exemplificados no Quadro 2.4, que pode ser classificado em duas categorias gerais:

- Modificação do Solo: redução da plasticidade, melhoria da trabalhabilidade e aumento da resistência à defloculação e erosão;
- Estabilização do Solo: aumento definitivo da resistência e rigidez do solo devido a ocorrência de reações pozolânicas.

Quadro 2.4 – Previsão da quantidade de cal em função dos diferentes tipos de solo

(Fonte: Ingles & Metcalf, 1972 apud Sandroni & Consoli, 2010)

Tipo de Solo	Teor de Cal para Modificação	Teor de Cal para Estabilização
Pedra finamente Britada	2 a 4	não recomendado
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3	≥3
Areias	não recomendado	não recomendado
Argila arenosa	não recomendado	≥5
Argila siltosa	1 a 3	2 a 4
Argilas	1 a 3	3 a 8
Solos Orgânicos	não recomendado	não recomendado

O tratamento de solos com cal não é eficiente em solos com baixo ou nenhum teor de argila, uma vez que o melhoramento das propriedades mecânicas é produzido pelas reações entre a cal e os minerais argílicos.

Guimarães (2002) descreve os quatro tipos básicos das reações que ocorrem em misturas solo-cal: carbonatação, troca catiônica, floculação-aglomeração e finalmente, reações pozolânicas. A carbonatação, de “ação imediata”, ocorre quando o dióxido de carbono presente nas minúsculas bolhas de ar existentes nos poros do solo e da cal hidratada entra em contato com a matriz solo-cal, refazendo o carbonato de cálcio, gerando o aparecimento de grãos de grandes dimensões, entrelaçando os demais corpos sólidos do solo e compactando o sistema.

Entretanto, a carbonatação é limitada no tempo e no espaço e por si só não produziria alterações substanciais nas propriedades físicas do solo. Por isso, Sandroni & Consoli (2010) afirmam que a carbonatação é indesejável, uma vez que reduz a quantidade de cal disponível para produzir as reações pozolânicas.

Guimarães (2002) assegura que a troca catiônica promove após alguns instantes, mudanças nas propriedades físicas do solo, como a granulometria, Limites de Atterberg, compactação, expansão e capacidade de suporte. Na troca iônica, a cal misturada com a água resulta em cátions de cálcio livres, os quais podem substituir outros cátions.

Segundo Prusinski & Bhattacharja (1999, apud Lovato, 2004), a superfície do argilo-mineral no solo é deficiente em carga, e para neutralizar essa deficiência, cátions e moléculas de água são atraídos para a superfície de clivagem carregada negativamente, resultando em uma separação de duas camadas, chamada de dupla camada difusa. Grim (1953, apud Lovato, 2004) afirmou que, assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial

de cátions comuns, associados com os solos é dada pela série: $Na^+ < K^+ < Ca^{2+} < Mg^{2+} < Al^{3+}$, ou seja, cátions de menor valência são substituídos por cátions de maior valência. Sendo assim, como a cal é uma fonte de cálcio livre, a sua adição em quantidade suficiente cria uma concentração de Ca^{2+} , que serão adsorvidos na superfície dos argilo-minerais.

O resultado desta aglomeração e floculação é a mudança na textura dos solos, dado que a estrutura das argilas é alterada de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas (Prusinski & Bhattacharja, 1999 apud Lovato, 2004). Segundo relato do TRB (1987, apud Lovato, 2004), Herzog e Mitchell em 1963 afirmaram que o fenômeno da floculação é causado pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial, pelo alto pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa, através de trocas catiônicas.

As reações pozolânicas são reações de longo prazo, pesquisas feitas por Eades & Grim (1966, apud Guimarães, 2002) mostraram que podem durar até anos e requerem temperatura acima de 21 °C. Dron (1978, apud Nobrega, 1988) diz que somente são observadas em materiais nas quais a sílica e alumina são particularmente mobilizadas, como por exemplo, argilas calcinadas, amorfas, cinzas volantes e vidros vulcânicos. Um material com característica pozolânica é aquele que em combinação com a cal e em presença de água, sob condições de temperatura ambiente, produz componentes hidratados estáveis com propriedades ligantes.

Segundo Rosa (2009), a cal na presença de água também pode reagir com a sílica e a alumina presentes no solo formando vários compostos cimentantes. Em solos típicos, possíveis fontes de sílica e alumina podem incluir os argilo-minerais, quartzo, feldspatos, micas e minerais silicosos ou alumino-silicosos, apresentando estrutura amorfa ou cristalina. Tais reações podem ser simplificadamente representadas da seguinte forma:



onde SiO_2 e Al_2O_3 representam, respectivamente, as componentes de sílica e alumina presentes no solo e CSH e CAH, os produtos cimentantes formados, geralmente denominados de silicato hidratado de cálcio e aluminato hidratado de cálcio, respectivamente. As letras utilizadas nas siglas representam os elementos químicos encontrados nos produtos formados, seguindo a convenção:

$C = CaO$; $S = SiO_2$, $A = Al_2O_3$ e $H = H_2O$. Resumidamente, os mecanismos envolvidos na estabilização solo-cal estão representados na Figura 2.5.

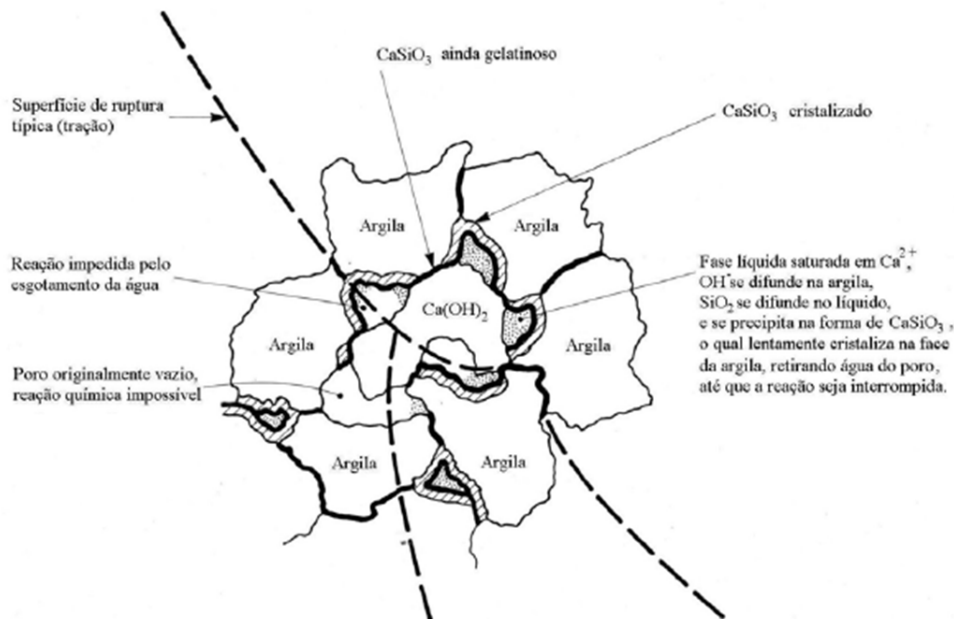


Figura 2.5 – Mecanismos de Estabilização Solo-Cal (Fonte: Inglês & Metcalf, 1972)

Do ponto de vista geoquímico, as reações pozolânicas podem ser descritas como reações de síntese e dissolução, resultantes de alteração das condições físico-químicas do meio pela adição de cal, como relatado por Nóbrega (1991).

Segundo Rosa (2009), de acordo com as diretrizes do TRB (1987) diversas propriedades dos solos naturais afetam as reações pozolânicas do solo-cal, em alguns casos estas são inibidas e não se observa grande produção de agentes cimentantes. Algumas das propriedades e características mais importantes de um solo que influenciam a capacidade de reagir com a cal são:

- pH;
- Teor de carbono orgânico;
- Presença de excessivas quantidades de íons de sódio (Na^+);
- Drenagem natural;
- Mineralogia da argila;
- Grau de intemperização;
- Presença de carbonatos, sulfatos, ou ambos;

- Quantidade de ferro extraível;
- Relação sílica-sesquióxido, e;
- Relação sílica-alumina.

Entre os métodos de dosagem de cal para estabilização de solos podem ser citados, segundo Rosa (2009):

- I. *Método do pH* (Eades & Grim, 1966): consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza aumento no valor do pH para 12,4.
- II. *Método do ICL (Initial Consumption of Lime)*: proposto por Rogers et al (1997), consiste em uma variação ao método anterior, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante máximo;
- III. *Método do Lime Fixation Point*: proposto por Hilt & Davidson (1960), baseado no limite de plasticidade, que determina o teor máximo de cal que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;
- IV. *Método de Thompson (1966)*: que define como reativo o solo que apresente aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345kPa quando estabilizado com cal.
- V. *Método das Pastilhas*: proposto por Nogami & Villibor (1995), do MCT simplificado, que define como o teor ótimo de cal, aquele em que a mistura muda de comportamento não laterítico para laterítico.

O método do pH, mais bem difundido que os demais, apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Estudo de Eades & Grim (1966) demonstraram que a porcentagem de cal obtida pelo método o pH não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais. Neste caso, o método não assegura se a reação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência, devendo ser utilizado apenas como referência.

Bhattacharja et al (2003, apud Rosa, 2009), afirmaram que os métodos de dosagem existentes geralmente consideram a resistência como um critério secundário e não levam em consideração a durabilidade.

Atualmente pesquisas têm sido realizadas em todo mundo, buscando estabelecer um método de dosagem para solos tratados com agentes cimentantes baseados em critério racional, semelhante ao utilizado na tecnologia do concreto, onde a relação água - cimento exerce papel fundamental na obtenção da resistência desejada. Consoli et al. (2007, 2009a e 2009b)

estudaram a influência da quantidade de agente cimentante, porosidade e o teor de umidade de moldagem na resistência de solos tratados com agentes cimentantes distintos – cal e cimento, e mostram que a relação índice vazios/cimentante exerce papel fundamental na obtenção da resistência desejada.

Segundo Rosa (2009), solos submetidos a efetivo processo de estabilização, de qualquer natureza, podem apresentar comportamento mecânico similar àqueles que caracterizam as rochas brandas ou solos naturais cimentados. Estes últimos situam-se em área do conhecimento entre a mecânica das rochas e a mecânica dos solos, como consequência, a compreensão do comportamento tem sido desenvolvida numa taxa menor, fato evidenciado considerando-se a relativa carência de teorias e modelos matemáticos aptos a explicar o comportamento destes materiais.

As primeiras respostas da mistura solo-cal são a redução do índice de plasticidade, mudança na granulometria e melhoria na trabalhabilidade, seguida pelo ganho de resistência através da cimentação das partículas. Em relação à compactação, diversos autores observaram que misturas solo-cal apresentam menor massa específica aparente máxima (γ_d) que o solo natural, para uma mesma energia de compactação. À medida que o teor de cal aumenta, o γ_d continua diminuindo, e usualmente a umidade ótima aumenta com o teor de cal (Casanova, 1981, 1995, Silveira, 1979).

Segundo Sivapullaiah et al (1998, apud Lovato, 2004), as partículas do solo, quando se adiciona cal, se tornam mais floculadas, devido à substituição dos íons sódio monovalentes da argila por íons cálcio divalentes. Devido à floculação, a quantidade e o tamanho de vazios do solo aumentam. Esta estrutura floculada é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação com um índice de vazios mais alto, reduzindo assim o γ_d do solo.

Ensaio de compressão simples, compressão triaxial e Índice Suporte Califórnia (ISC) são normalmente usados para estimar a resistência de misturas solo-cal, que pode ser influenciada por diversos fatores como: tipo de solo e cal, teor de cal, tempo e temperatura de cura.

Ingles & Metcalf (1972 apud Rosa, 2009), mostram que a resistência a compressão simples aumenta linearmente com a quantidade de cal até determinado nível, e a partir deste ponto, a taxa de acréscimo de resistência diminui com a quantidade de cal, devido à lenta cimentação, dependendo do tipo de solo, como mostrado na Figura 2.6.

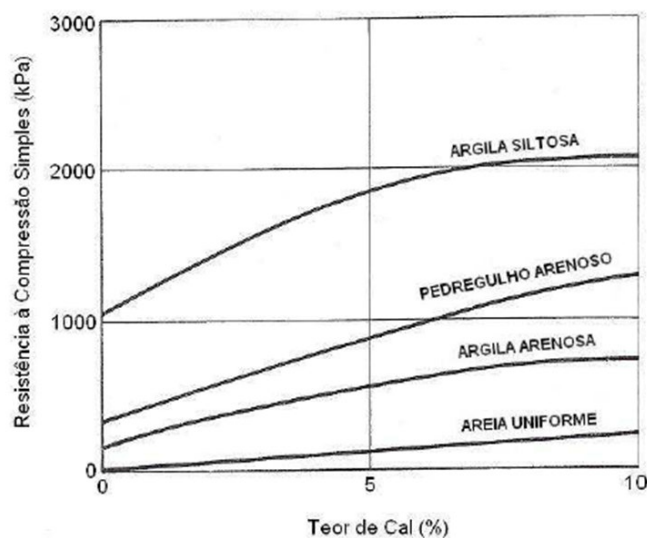


Figura 2.6 - Efeito do teor de cal sobre a resistência a compressão simples para alguns solos tratados com cal e curados por 7 dias. (Fonte: Rosa, 2009)

Sandroni & Consoli (2010) destacam que quanto ao comportamento tensão-deformação de misturas solo-cal, a mudança na deformabilidade de um solo fino reativo é marcante se as reações pozolânicas já tenham ocorrido. A tensão de ruptura aumenta significativamente, enquanto a deformação para ruptura diminui, revelando o comportamento frágil deste tipo de mistura.

Ao tratar do comportamento resiliente, Núñez (1991, apud Lovato, 2004) constatou que, ao adicionar a cal a um solo areno – siltoso ocorreu significativo aumento do módulo de resiliência com o tempo de cura. Para um teor de 9% de cal, o módulo de resiliência na compressão diametral chegou a 14.000MPa aos 90 dias de cura. O módulo de resiliência aos 14 dias de cura foi apenas 10% deste valor, mostrando que as reações pozolânicas nesta idade recém iniciaram.

A relevância da temperatura para a consumação das reações pozolânicas é destacada na pesquisa de Nardi (1975), que cita a verificação de rápidos ganhos de resistência à compressão em pavimentos pozolânicos, porém destacando a latência das reações pozolânicas em períodos de invernos rigorosos, com temperaturas inferiores a 7°C.

Como já citado, importante aspecto que influencia diretamente a resistência da mistura solo-cal é o tempo de cura, dado que para o desenvolvimento das reações pozolânicas é necessário tempo, pode vir a levar anos. Na Figura 2.7 está um exemplo do ganho de resistência à compressão simples com o tempo.

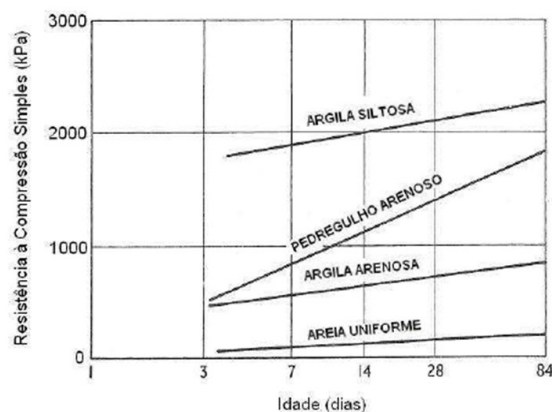


Figura 2.7 - Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para alguns tipos de solos estabilizados com cal (Fonte: Rosa, 2009)

Na literatura de estabilização de solos com cal pode ser verificado diferentes comportamentos dos solos em função do tipo de cal utilizada. Ormsby & Kinter (1973, apud Lovato, 2004) constataram que para um solo contendo como principal argilo-mineral a caulinita, que a cal cálcica apresentou maior resistência à compressão simples que a mistura com cal dolomítica. Quando o principal argilo-mineral é a montmorilonita, a cal dolomítica apresentou desempenho um pouco superior. Bhattacharja (2003, apud Lovato, 2004), afirma que independentemente da fonte de cálcio utilizada, é necessário que quantidade equivalente de cálcio seja disponibilizada para as reações pozolânicas. Na cal dolomítica a presença de magnésio reduz a disponibilidade de cálcio por peso unitário, o que poderia ser compensado pela dosagem de maior teor de cal.

2.7.2.Solo-Cinza Volante

A estabilização de solos com cinza volante, como já citado, em misturas de solo-cinza-cal, teve suas primeiras aplicações nas décadas de 1920 e 1930, conforme Rohde et al. (2006).

A adição de cinza volante a solos que inicialmente não seriam adequados à estabilização com cal parte do princípio que adição de material pozolânico como as cinzas volantes, auxiliavam nos níveis de reação com a cal, quando no solo não existia, originalmente, a quantidade desejada de pozolana. De acordo com Nardi (1975), a estabilização pozolânica provém da reação entre a cinza-volante e cal, formando um composto que possui propriedades cimentantes.

Nardi (1975) afirmou que processos clássicos de estabilização de solos são normalmente de difícil aplicação a solos mal graduados e uniformes, desprovidos de finos, dado que a uniformidade das partículas do solo dificulta a cimentação, devido ao maior volume de vazios e o menor número de contatos entre os grãos de solo. Rosa (2009), seguindo o mesmo raciocínio, diz que solos arenosos, com escassez de argila coloidal, não reagem satisfatoriamente à cal, e que a adição de cinza volante pode torná-los reativos à esta, substituindo a fração fina do solo, argila.

Segundo Mateos (1961, apud Rosa 2009), as reações que ocorrem na mistura solo, cinza volante, cal e água são de natureza complexa quanto ao fenômeno físico-químico envolvido: parte da cal combina com as partículas de solo, parte com o dióxido de carbono presente na fase água e ar do solo, e parte, remanescente, combina-se com a cinza volante, originando a reação de natureza pozolânica.

Um dos trabalhos mais significativos realizados é o de Mateos (1964 apud Pinto, 1971) na Universidade Estadual de IOWA, nos EUA, quando este ensaiou e descreveu fatores que afetam a estabilização dos solos representativos do Estado de IOWA, com cinzas volantes obtidas das centrais elétricas daquela região. Tais fatores foram: tipo de cal, tipo de cinza, tipo de solo, efeito de diferentes proporções de cal e cinza, relações entre umidade, densidade e resistência, efeito de energia de compactação, efeito da temperatura, influência da adição de aditivos químicos, influência da demora na compactação depois da mistura ser umedecida, testes de congelamento e degelo, etc.

A energia de moldagem dos corpos de prova de misturas solo-cinza volante-cal também pode ser um fator influente na ocorrência de reações pozolânicas. Mallmann (1996) observou que o aumento desta energia gerava um acréscimo na resistência, provavelmente devido ao maior número de reações pozolânicas desenvolvidas com a aproximação das partículas, ocasionada pelo aumento da energia.

O tempo de cura à temperatura ambiente ($\pm 21^\circ\text{C}$) pode ser considerado o principal fator influente na resistência à compressão simples, como mostrado por estudos realizados por análise de variância. As variações de temperatura afetam diretamente as reações pozolânicas, e tais reações cessam a temperaturas inferiores a 7°C , e são aceleradas a temperaturas elevadas. Nardi (1975) sugeriu a realização da cura a altas temperaturas para verificar a resistência potencial de misturas pozolânicas com maior eficiência.

Kaniraj & Havanji (1996) relatam que com o aumento do teor de cinza volante presente na mistura solo - cinza volante - cal hidratada observa-se redução do peso específico máximo aparente seco e aumento da umidade ótima, para mesma energia de compactação. Corpos de prova compactados na condição de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo apresentam, para determinada energia de compactação, aumento da porosidade e do índice de vazios, para teores crescentes de cinza volante. Na opinião destes estudiosos, isto pode tornar interessante a utilização de cinza volante para processos de estabilização na construção de aterros, principalmente em solos moles.

2.7.3.Solo-Cinza de Fundo

A estabilização de solos com a cinza pesada é mais recente e menos usual que misturas com cinzas volantes. Todavia, recentemente, muitos estudos foram desenvolvidos com a finalidade de analisar as características e propriedades das misturas de solo-cinza pesada com ou sem a adição de cal, como por exemplo: Leandro (2005), Farias (2005), Nunes et al. (1996), Schroeder (1994, apud Farias, 2005), dentre outros.

As cinzas pesadas são, reconhecidamente, materiais com menor atividade pozolânica que as cinzas volantes. Segundo Dawson et al. (1991, apud Farias, 2005) o poder cimentante das cinzas de fundo está relacionado com o tipo e quantidade de carbonatos presentes em sua composição química, sendo que, em virtude dos baixos percentuais de óxido de cálcio pode-se esperar limitações no desenvolvimento de reações autocimentantes. Este fato pode ser interpretado como uma justificativa para as cinzas pesadas ainda não possuírem grande índice de reaproveitamento no Brasil e no mundo. Atualmente, a maioria das cinzas de fundo produzidas nas usinas termelétricas é depositada nas bacias de decantação, diferentemente das cinzas volantes, que são vendidas como matéria-prima para outras indústrias.

Farias (2005) assegura que a utilização destas cinzas na engenharia rodoviária é realidade há muitos anos em países como no Reino Unido e nos Estados Unidos. No Quadro 2.5 são indicados alguns locais onde foram aplicadas misturas com cinzas de fundo em projetos de pavimentação.

Quadro 2.5 – Aplicações de Misturas com Cinzas de Fundo em Projetos de Pavimentação (Fonte: Schroeder, 1994 apud Farias, 2005)

Projeto	Aplicação	Quantidade	Materiais
Interstate 79 Bridgeport, (1972)	5,6 km Base Granular 22,9cm	161.000 m ³ 178.000 t	Cinza de Fundo – 100%
Highway 18 Canadá (1976 e 1977)	2,9 km Base Granular 53,3cm	32.000 m ³ 35.000 t	Mistura de cinza de fundo retirada de lagoa, de pilha e cinza volante.
Highway 47 Estevan, W. VA. (1977)	25,7 km Base Granular 25,0 cm	135.000 m ³ 150.000 t	Mistura de cinza de fundo retirada de lagoa, de pilha e cinza volante.
Cartersville, GA (1982)	Base Granular 10,1cm	1.150 m ³	Cinza de Fundo.

Leandro (2005) relata que para o aproveitamento de cinzas de fundo em base e sub-base de pavimentos, os teores de cinzas, teor da cal, tempo de cura e tipo de solo são principais fatores influentes nas propriedades das misturas. Este autor observou que a adição de cinza pesada a solos não lateríticos é mais benéfica do que em solos lateríticos, além de perceber que o tempo de cura somente teve influência nos parâmetros de resistência quando com cal.

Farias (2005) seguiu as mesmas diretrizes e concluiu que a estabilização de solos com a cinza de fundo, aumenta em até 20% a capacidade de suporte do solo natural com adição da cal. Sugere a utilização da mistura solo-cinza de fundo-cal para rodovias de baixo volume de tráfego, onde a deformabilidade da estrutura não é tão importante para o desempenho do pavimento.

2.7.4.Solo - Cinzas de Resíduos Sólidos Urbanos

Pesquisas sobre a utilização de cinzas de resíduos sólidos urbanos (RSU) em mistura com solos são recentes quando comparadas com os demais resíduos reutilizados como agentes cimentantes, como as cinzas de carvão mineral. Entretanto, pode-se dizer que foram motivadas pelos mesmos princípios, de reaproveitamento de resíduos, busca por materiais de construção não convencionais e preservação de jazidas de materiais naturais.

Vizcarra (2010) destaca outro motivo pela menor utilização da estabilização de solos com cinzas de RSU, a quantidade de usinas de RSU

ainda é bem menor do que as que utilizam carvão mineral. Todavia, o comportamento relatado sobre os seus efeitos e mecanismos de estabilização é comparável aos das cinzas de carvão, desde que o RSU seja principalmente composto por matéria orgânica.

É importante ressaltar que também são geradas cinzas de fundo nas usinas de RSU e que têm sido mais utilizada a cinza volante assim como as de carvão. Nos Estados Unidos está limitada a alguns trechos de teste, entretanto na Europa, é utilizada como material para base de rodovias ou aterros há duas décadas. Na Dinamarca, Alemanha e Holanda mais do que 50% das cinzas de fundo de RSU produzidas é utilizado como base para rodovias e aterros (FHWA, 2008). Bons resultados quanto ao comportamento mecânico das cinzas de fundo de RSU foram obtidos em laboratório por estudiosos como Forteza et al. (2004), Izquierdo et al. (2001) e Reis-Barros (2006).

Outra possibilidade para a utilização das cinzas volantes de RSU é destacada por Ferreira et al. (2003, apud Vizcarra, 2010) como material substituto de areia e/ou cimento para bases e sub-bases de rodovias estabilizadas com cimento.

2.8. Ensaio Dinâmico

Os pavimentos, em geral, são estruturas de engenharia que são solicitados dinamicamente, diferentemente de outras obras que são solicitadas na maior parte de sua vida útil por carregamentos estáticos. Os pavimentos e as camadas adjacentes a ele são sujeitos a cargas de diferentes intensidades e frequência variáveis ao longo do dia e do ano, o que torna de difícil simulação em laboratório as condições reais de solicitação em campo.

De acordo com Bernucci et al. (2006), a resposta dos pavimentos é diferente para os carregamentos de natureza estática e dinâmica, dado que material viscoelástico tal como o asfalto, apresenta maior rigidez para carregamentos com menor duração de aplicação do pulso de carga, relacionada a velocidade dos veículos e menor rigidez para carregamentos com maior duração, sendo o limite o carregamento estático.

Uma rodovia pode apresentar dois principais tipos de problemas: a ruptura estrutural, quando as camadas que o compõe e o subleito não conseguem suportar o nível de carregamento imposto pelos veículos e a funcional, ligado ao conforto ao rolamento, e decorrem da natureza repetitiva da aplicação das cargas rodoviárias e da atuação contínua das intempéries, de maneira gradual.

Podem aparecer afundamentos de trilha de roda, irregularidades, trincas e rugosidades, tornando a superfície do pavimento desconfortável e perigosa ao rolamento. É preciso então critérios de avaliação dos materiais que permitam estimar as características de deformabilidade elástica e plástica sob cargas repetidas para bem escolher as camadas e suas espessuras.

Guimarães (2009) destaca que para a previsão de desempenho de um pavimento é fundamental saber se a estrutura do pavimento apresentará sucessivos acréscimos de deformação permanente ou se estas irão apresentar acomodamento. Os métodos de dimensionamento de pavimentos mais utilizados na atualidade são, ainda, de natureza empírica ou semi-empírica, baseando-se no índice de suporte CBR, relacionado quase que exclusivamente com a resistência ao cisalhamento dos materiais, e os consequentes afundamentos. Somente métodos de dimensionamento que considerem explicitamente o aspecto tensão-deformação dos materiais que o compõe, sob condições dinâmicas, poderão fornecer um projeto adequado, quanto ao aspecto da perda de funcionalidade do pavimento.

Motta (1991) mostra que, com base no princípio da Mecânica dos Pavimentos, para se efetuar a análise da deformabilidade da estrutura é necessário o conhecimento das relações tensão-deformação ou dos módulos de deformabilidade dos materiais que irão compor as camadas do pavimento.

Os vários modelos tensão-deformação são obtidos através de ensaios dinâmicos dos materiais, também conhecidos como ensaios de cargas repetidas. Motta (1991), afirma ainda que as respostas produzidas nestes ensaios podem sofrer influência de diversos fatores como por exemplo: frequência da aplicação das cargas, forma de carregamento, tensões aplicadas, temperatura, além das condições intrínsecas do material e de seu estado de compacidade e umidade.

De acordo com Medina e Motta (2004), o ensaio triaxial de cargas repetidas foi introduzido nos estudos de pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed na década de 1950, na Universidade da Califórnia, Berkeley; durante investigação da deformabilidade da pista experimental da AASHTO, adaptou o equipamento triaxial estático existente para uso com carga repetida. Posteriormente, este equipamento sofreu melhorias e adaptações possibilitando o ensaio de outros materiais, por diversos estudiosos. No Brasil, este tipo de ensaio foi introduzido em 1977 pela COPPE em conjunto com o IPR. Com o avanço da computação e dos recursos eletrônicos, o equipamento triaxial da COPPE foi totalmente automatizado em 2001, sendo o sistema utilizado atualmente no laboratório de Geotecnia/Pavimentos da COPPE/UFRJ (Figura

2.8), elaborado pelos Engenheiros Ricardo Gil Domingues e Álvaro Augusto Dellê Vianna, e descrito detalhadamente em Vianna (2002). Este equipamento foi utilizado na presente pesquisa.



Figura 2.8 – Equipamento do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas do Laboratório de Geotecnia e Pavimentos da COPPE/UFRJ usado no presente estudo.

Atualmente, os ensaios dinâmicos para solos e britas são os ensaios de compressão triaxial a cargas repetidas, já em misturas asfálticas ou materiais cimentados, podem ser citado o ensaio à compressão diametral.

Nos ensaios de carga repetida, a amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas, já a frequência representa as condições de fluxo, ou volume de veículos. No entanto, estes valores são padronizados para comparação entre os resultados.

No Brasil, estes ensaios foram normalizados pelo DNER em 1986 inicialmente, em DNER-ME 131/86 (solos) e 133/86 (misturas asfálticas) e atualizados pelo DNIT 134/2010 – ME (Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio) e DNIT 135/2010 – ME (Pavimentação Asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio). Em Guimarães (2009), o autor fez a análise de método mecanístico-empírico para a previsão de deformação permanente em

solos tropicais normalmente utilizados em pavimentos, e com base em tal estudo, sugeriu a utilização de determinado nível de tensões confinantes e desviadoras a serem aplicadas em solos característicos de clima tropical.

2.8.1. Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas – Módulo de Resiliência

O primeiro estudo da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem, em 1955, segundo Medina & Motta (2005). Em 1938, o órgão rodoviário da Califórnia começou a medir as deflexões de pavimentos sujeitos ao tráfego, fornecendo dados para o estabelecimento empírico de valores máximos admissíveis de deflexões para a vida de fadiga de diferentes tipos de pavimentos. Hveem entendeu que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos devia-se à deformação resiliente das camadas subjacentes, em especial do subleito.

Conforme citado no item 2.8, o ensaio triaxial de cargas repetidas tem como um dos objetivos obter o módulo de resiliência dos materiais, definido na equação seguinte:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.4)$$

Onde:

MR – módulo resiliente

σ_d - tensão desviadora cíclica

ε_r - deformação vertical resiliente

Entretanto, os materiais normalmente utilizados em bases e sub-bases de pavimentos, como solos e britas, não podem ser considerados materiais elásticos lineares, de forma que os módulos de resiliência destes dependem, principalmente, do estado de tensões atuantes, decorrentes do peso próprio da estrutura mais as tensões causadas pelas cargas dos veículos. Logo, nos ensaios triaxiais dinâmicos, procura-se determinar a relação experimental:

$$MR = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (2.5)$$

Onde:

σ_d - tensão desviadora cíclica

σ_3 – tensão confinante.

para as condições de densidade, umidade e grau de saturação que o solo apresenta in situ. (Medina e Motta, 2005)

Segundo Medina e Motta (2005), o módulo resiliente ou de resiliência depende da natureza do solo, ou seja, da constituição mineralógica, textura e plasticidade da fração fina, além da umidade, densidade e estado de tensões atuantes, como o peso próprio mais as tensões causadas pelas cargas veículos. Também o módulo resiliente não é um parâmetro constante ou fixo para a maioria dos materiais de pavimentação, dado que sofre influência da anisotropia ou da não-homogeneidade dos materiais.

O ensaio triaxial de cargas repetidas para obtenção do MR é constituído por duas etapas: a primeira, de condicionamento, na qual a amostra deve ser submetida a carregamentos repetidos variados de forma a eliminar ao máximo o efeito da história de tensões sofrida, suprimindo as deformações permanentes iniciais, e a segunda, para obter o parâmetro de interesse, módulo de resiliência. Nesta fase se aplicam pares de tensões, medindo as deformações resilientes e, após a conclusão do ensaio, por regressão, é feito o cálculo das constantes, k , dos modelos de módulo de resiliência.

Os primeiros ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados no país foram feitos por Preussler (1978) e Svenson (1980), em solos arenosos e argilosos, respectivamente, e mais tarde, seus trabalhos foram a base para a formulação do método de ensaio do DNER. Neste primeiro método, os pares de tensões, confinante (σ_3) e desviadora (σ_d) variam conforme o tipo de solo.

Os pares de tensões iniciais foram alterados em 1990, por especialistas da COPPE/UFRJ, devido à constatação de que a parcela de finos presente nos solos nem sempre dita o comportamento tensão-deformação não linear; passaram por outra adaptação feita por Motta et al. (1995), no intuito de obter melhor representatividade das situações de campo.

O módulo de resiliência possibilita o dimensionamento de pavimentos através de métodos mecanísticos, considerando a análise de tensão-deformação sofrida pelo pavimento, e, portanto mais eficientes que os atualmente utilizados.

É sabido que existem fatores tanto, em campo como em laboratório, que influenciam o comportamento resiliente dos solos. Motta (1991) afirma que o clima, com suas componentes (precipitação, temperatura do ar, dentre outras), influenciam os pavimentos através de mecanismos como a intemperização dos

materiais, alteração das umidades de equilíbrio, e ainda a alteração dos módulos de resiliência dos materiais.

O Brasil, país de clima tropical, é caracterizado pelo clima com altas temperaturas do ar e os pavimentos asfálticos acabam absorvendo grande quantidade de radiação solar, e conseqüentemente sofrendo com maiores deformações elásticas e plásticas sob ação de carregamento.

Em laboratório, podem ser citados os estudos de Preussler (1978) que constataram a influência da pressão confinante, número de repetições, duração e frequência de aplicação da tensão desviadora, a história de tensões, densidade, umidade de compactação e grau de saturação no comportamento dos solos sob carga repetida.

2.8.2. Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas – Deformação Permanente

Silva (2003) relata que os ensaios triaxiais de cargas repetidas também são utilizados para avaliar a relação existente entre o número de repetições de carga e a deformação específica permanente acumulada. A deformação permanente do pavimento é a combinação de dois diferentes mecanismos: da densificação (variação de volume) e de deformações cisalhantes repetidas (deformação plástica sem variação do volume) segundo Svenson (1980). A deformação permanente decorrente da densificação do solo pode ser reduzida se as especificações de compactação forem atendidas, já a deformação cisalhante repetida – escoamento plástico – é um mecanismo que se admite no dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Guimarães (2009) afirma que em geral, os fatores que causam diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando o material é submetido à ação do tráfego de veículos. E descreve os principais fatores que influenciam a deformação permanente em solos, baseado em pesquisas anteriores como a de Svenson (1980):

- Tensão: estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões;
- Carregamento: magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga;
- Umidade: percentual, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão;

- Agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

A existência destes diversos fatores influentes na deformação permanente em materiais granulares pode ser interpretada como justificativa à grande quantidade de modelos de previsão da deformação permanente em solos. Guimarães (2009) destaca que a análise conjunta dos dados obtidos na literatura permite verificar que há, claramente, dificuldade em modelar adequadamente a deformação permanente dos solos, pois são apresentadas várias formulações matemáticas distintas que incluem um conjunto de variáveis, nem sempre as mesmas em todos os casos. Estes modelos de previsão da deformação específica permanente têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório, através de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

O ensaio triaxial de cargas repetidas com a finalidade de se prever as deformações permanentes é realizado em equipamento idêntico ao ensaio triaxial de cargas repetidas para obtenção do Módulo de Resiliência, como na Figura 2.8. A diferença está nos dados aferidos pelo software utilizado durante o ensaio, além das etapas de ensaio. No ensaio de Deformação Permanente, não há a etapa de condicionamento, presente no ensaio de Módulo de Resiliência. Guimarães (2001) destaca que os corpos de prova não são previamente condicionados, pois as deformações permanentes iniciais devem ser consideradas e que as amostras devem ser preparadas para as condições encontradas em campo, como temperatura, estado de tensões, umidade, densidade, entre outras.

O método do ensaio ainda não foi normalizado no país, e o número de ciclos de aplicação de cargas para o término do ensaio ainda é variável em muitos estudos. No entanto, há dois distintos comportamentos quando à deformação permanente: pode ser crescente até a ruptura do corpo-de-prova, ou crescente até o alcance de estado de equilíbrio (quando são cessados os acréscimos de deformação). Desta forma, Motta (1991) indica que deve ser observada a taxa de acréscimos da deformação permanente, e que quando este valor tornar-se próximo a zero (acomodamento) o ensaio pode ser paralisado. Guimarães (2003, 2009) estudou detalhadamente este ensaio e propôs parâmetros para execução do mesmo e sua interpretação. Esta pesquisa emprega as recomendações de ensaio de Guimarães (2009).