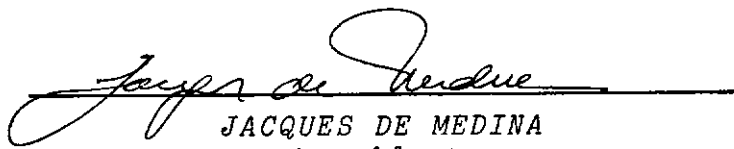



DURABILIDADE E MÓDULO DE ELASTICIDADE
DE MISTURAS AREIA - CAL - CINZA VOLANTE

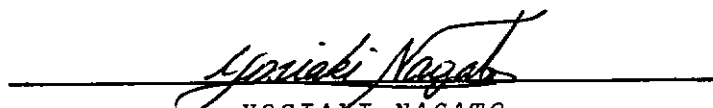
A N T O N I O F O R T U N A T O M A R C O N

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA O GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M. Sc.)

Aprovada por:


JACQUES DE MEDINA
Presidente


WILLY ALVARENGA LACERDA


YOSIAKI NAGATO

RIO DE JANEIRO
ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL
MARÇO DE 1977

A esposa
Maria Goretti Hilzendeger Marcon

A filha
Fernanda Hilzendeger Marcon

Aos meus pais e irmãos

pelo amor
e dedicação
que sempre
tiveram
por mim

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Professor Jacques de Medina pela orientação, interesse e incentivo dedicados à elaboração deste trabalho.

Ao Dr. Ivan Paes Leme e Dr. Galileo Antenor de Araujo, respectivamente Diretor e Vice-Diretor do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), pelo interesse dado a esta pesquisa.

Ao Dr. Rui Barbosa da Silva, chefe da Divisão de Pesquisas e ao Dr. Salomão Pinto, pelas condições de trabalho oferecidas para realização dos ensaios.

Ao Dr. Geraldo Monteiro Vieira e Dr. Francisco de Assis Menescal Fabrício, pelo apoio recebido.

Ao Dr. Mário Kabalem Restom pela dedicação e interesse demonstrados a esta pesquisa.

Ao Dr. Henrique Alexis Sanna e Dr. Pedro José Martorrel Martorrel pelo interesse demonstrado para realização da pesquisa.

Ao DER/RJ por ter colocado equipamento à disposição para realização de ensaios.

Aos Professores da Área de Mecânica dos Solos, pelos conhecimentos adquiridos.

Aos laboratoristas, colegas e funcionários que participaram na execução desta pesquisa.

S U M Á R I O

O objetivo deste trabalho é o estudo da durabilidade, do módulo de elasticidade e da resistência a tração por compressão diametral e da resistência a compressão axial simples de um solo arenoso estabilizado com cal e cinza volante, e também, com a adição de cimento e substituição de parte da areia por brita.

O solo escolhido foi uma areia de duna costeira, não coesiva e de granulometria uniforme, a fim de destacar a ação pozolânica cimentante da cal mais cinza volante quando misturadas com água. Foram estudadas três misturas com proporções diferentes. A primeira composta de 83% de areia de duna, 13% de cinza volante e 4% de cal. A segunda mistura possuindo os mesmos teores da primeira com respeito à cal, cinza volante e areia de duna, mas contendo o acréscimo de 1% de cimento portland de alta resistência inicial, como aditivo. A terceira mistura possuindo 53% de areia de duna, 30% de brita, 4% de cal, 13% de cinza volante e mais 1% de cimento portland de alta resistência inicial, novamente como aditivo.

Todas as misturas foram estudadas somente na umidade ótima de compactação. Os corpos de prova foram moldados em cilindros tripartidos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. As idades de cura adotadas foram de 7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 dias. Foram realizados ensaios de resistência à compressão axial simples e resistência a tração por compressão diametral, ensaios de durabilidade pelo método da ABCP, pelo método Iowa e por um método estudado pelo autor, e além disso ensaios de determinação do módulo de elasticidade por métodos estático e dinâmico. A resistência à compressão axial simples alcançou valores de até 137 kgf/cm² e a resistência a tração por compressão diametral 22 kgf/cm². Os valores do módulo de elasticidade estático chegaram até a 150.000 kgf/cm² enquanto os valores do método dinâmico alcançaram até 178.000 kgf/cm². Os ensaios de durabilidade

mostraram que a adição de cimento e a substituição da areia por brita mais a adição de cimento melhoram a qualidade das misturas estudadas.

O estudo de laboratório mostrou que as misturas ora estudadas apresentam características suficientemente boas para que possam ser aplicadas na construção de base e sub-base de pavimentos. Entretanto, provavelmente, cuidados especiais devem ser tomados durante a construção.

A B S T R A C T

The purpose of this research work is the study of durability, elastic modulus, split tensile strength and unconfined axial compression strength of a sandy soil stabilized with lime and fly ash, and also, with the cement addition and replacing part of sand with crushed stone.

The selected soil was a coastal dune sand, cohesionless and with uniform gradation, in order to enhance the cementitious pozzolanic action of lime plus fly ash when mixed with water. Three mixtures with different proportions were studied. The first mix had 83% dune sand, 13% fly ash and 4% lime. The second mixture had the same contents of lime, fly ash and dune sand, but having 1% of high initial strength portland cement as additive. The third mixture had 53% dune sand, 30% crushed stone, 4% lime, 13% fly ash and 1% of high initial strength portland cement as additive.

All mixes were studied at optimum moisture content only. Specimens were molded in cylinders 10 cm diameter and 20 cm height split longitudinally into three parts. Curing ages adopted were: 7, 14, 22, 28, 30, 38 and 90 days. Tests performed were the following: unconfined compressive strength, split tensile strength, durability according to ABCP ("Associação Brasileira de Cimento Portland") method, Iowa method, and the Author's method, and elastic moduli determinations by static and dynamic methods. Unconfined compressive strength reached values up to 137 kgf/cm² and tensile strength obtained through diametrical compression (split tensile strength) 22 kgf/cm². Static elastic modulus attained values up to 150,000 kgf/cm² and the dynamic modulus 178,000 kgf/cm². Durability testing have shown that adding cement and replacing sand by crushed stone together with

the addition of cement improved the quality of mixtures studied.

Laboratory research have shown that the mixes studied present good enough characteristics so that they could be applied in the construction of base and sub-base courses of pavements. However special provisions, probably, should be considered during construction.

Í N D I C E

	pág.
1. INTRODUÇÃO	2
2. USO DA CINZA VOLANTE	5
2.1 - Histórico do Uso das Cinzas	5
2.2 - Produção e Utilização das Cinzas	6
3. CARACTERÍSTICAS DA ESTABILIZAÇÃO POZOLÂNICA	9
4. REVISÃO DA LITERATURA	13
4.1 - Resistência	13
4.2 - Durabilidade	14
4.3 - Módulo de Elasticidade	16
4.4 - Coeficiente de Poisson	17
4.5 - Fatores que Influenciam a Reação Pozolânica ..	18
4.5.1 - Materiais	18
4.5.2 - Proporções	19
4.5.3 - Execução da Mistura	20
4.5.4 - Cura	21
5. PROGRAMA DA PESQUISA	25

	pág.
6. MATERIAIS UTILIZADOS	29
6.1 - Cinza Volante	29
6.2 - Cal	29
6.3 - Cimento	30
6.4 - Solo	30
6.5 - Brita	30
7. MÉTODOS DE ENSAIO	43
7.1 - Moldagem dos Corpos de Prova	43
7.1.1 - Mistura	43
7.1.2 - Compactação	43
7.2 - Cura e Imersão dos Corpos de Prova	44
7.2.1 - Cura	44
7.2.2 - Imersão	44
7.3 - Rompimento	45
7.4 - Durabilidade	45
7.4.1 - Método ABCP	45
7.4.2 - Método Iowa	46
7.4.3 - Método do Autor	46
7.5 - Módulo de Elasticidade	47
7.5.1 - Módulo de Elasticidade Estático	47
7.5.2 - Módulo de Elasticidade Dinâmico	48

	pág.
8. RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
8.1 - Durabilidade	51
8.1.1 - Método ABCP	51
8.1.2 - Método Iowa	52
8.1.3 - Método do Autor	53
8.2 - Módulo de Elasticidade	54
8.2.1 - Módulo de Elasticidade Estático	54
8.2.2 - Módulo de Elasticidade Dinâmico	54
8.2.3 - Correlação Entre os Módulos de Elasticidade Estático e Dinâmico	54
8.3 - Resistência à Compressão Axial Simples e Resistência a Tração por Compressão Diametral	56
8.4 - Correlação Entre os Módulos de Elasticidade e as Resistências	58
8.5 - Cálculo de Tensões pela Teoria de Elasticidade de Burmister para Três Camadas	58
9. CONCLUSÕES	111
10. SUGESTÕES DE NOVAS PESQUISAS	114
11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116

C A P Í T U L O I

1. INTRODUÇÃO

As técnicas de pavimentação evoluem, no sentido de atender à demanda crescente de pavimentos mais resistentes e duráveis face ao aumento de cargas e de sua freqüência de solicitações.

A dificuldade comum de encontrar materiais naturais satisfatórios no local da construção pode levar a custos elevados de exploração e transporte. Daí o interesse da estabilização de solos locais com emprego de diferentes aditivos químicos e de rejeitos industriais.

É a cinza volante um rejeito industrial das usinas termelétricas que utilizam carvão pulverizado na produção de vapor. Este material quando misturado com cal na presença de água resulta em substâncias cimentantes que dão resistência ao solo; chama-se a esta mistura de pozolânica. O preço da cinza num canteiro de serviço é apenas o do transporte. Sua utilização acelerada resolve o problema do acúmulo indesejado junto às termelétricas.

Em vários países do mundo inteiro tem-se pesquisado as utilizações da cinza volante, sendo uma delas a estabilização de solos da qual a obra mais importante foi a construção do aeroporto de Newark nos Estados Unidos.

Apesar de não se ter uma delineação perfeita sobre que tipos de solos podem ser estabilizados quimicamente com cal e cinza volante, as pesquisas realizadas têm indicado os solos granulares como os mais propícios. A areia de dunas existentes ao longo da costa brasileira é própria para o tipo de estabilização ora em estudo.

No Brasil tem sido dado alguns passos para aplicação da estabilização de solos com cal e cinza volante. No Rio Grande do Sul tem sido feitas algumas aplicações práticas. No que se refere aos estudos de laboratório foram executados dois trabalhos que constituíram as teses de Mestrado (COPPE-UFRJ) de PINTO (1) e NARDI (2). Estes dois pesquisadores estudaram o mesmo tipo de solo mas com tipos de cales e cinzas volantes diferentes. Na primeira pesquisa foram avaliados parâmetros como efeito de diferentes proporções de cinzas volante e cal, efeito dos esforços de compactação, efeito da temperatura de cura, influência do período de cura e relações entre umidade, densidade e resistência. A cinza volante utilizada foi de Charqueadas (RS) e a cal dolomítica. Na segunda pesquisa foram avaliados parâmetros como correlação densidade, umidade e resistência, efeitos dos esforços de compactação, efeito do tempo de cura, efeito do cimento portland de alta resistência inicial como aditivo e efeito da brita na mistura substituindo a areia. Nesta pesquisa foi utilizado cinza volante de Tubarão (SC) e cal calcítica.

O mais significativo desenvolvimento técnico de campo quanto à utilização de misturas areia, cal e cinza volante em bases de pavimento, foi conseguido recentemente com a construção de um trecho experimental junto a BR-101 em Santa Catarina, contendo seções instrumentadas, ficando o mesmo situado em região de dunas de areia. O material utilizado foi areia de dunas.

A presente pesquisa tem como finalidade completar os estudos das misturas utilizadas na tese de NARDI (2) analisando suas durabilidades, módulos de elasticidade e resistência à compressão simples e diametral* em corpos de prova moldados na umidade ótima.

O presente trabalho faz parte de uma linha de pesquisa oriunda na COPPE-UFRJ em 1969, e que atualmente tem prosseguimento no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

* Entende-se por resistência à compressão diametral, a resistência à tração obtida por compressão diametral (tração indireta); a designação simplificada será adotada ao longo do texto.

C A P Í T U L O 2

2. USO DA CINZA VOLANTE

2.1 - Histórico do Uso das Cinzas

A cinza volante é um material proveniente da queima de carvão pulverizado possuindo propriedades pozolânicas. Materiais que têm caráter pozolânico são aqueles que têm a capacidade de se combinar com a cal na presença de água, à temperatura ambiente, dando compostos hidratados estáveis que possuem propriedades ligantes. Eles têm a propriedade química de possuir intrinsecamente pouco ou nada de óxido de cálcio nas suas composições (3).

O termo pozolana teve origem da cidade de Pozzuoli perto do Vesúvio na Itália, onde os romanos exploravam a cinza vulcânica para utilização na argamassa de suas construções, misturando-a com cal viva. Estruturas romanas construídas a 2.000 anos atrás se conservam até hoje, atestando a qualidade e a durabilidade de cimentos pozolânicos (4).

Na pesquisa por materiais econômicos, os engenheiros modernos redescobriram a tecnologia conhecida pelos chineses e romanos muitos anos atrás: quando a cal e pozolanas são misturadas com agregados e compactados num estado denso, a mistura endurece com o tempo e forma materiais resistentes e duráveis. Enquanto os chineses utilizaram pozolanas naturais (cinza vulcânica, xistos etc.) os engenheiros, atualmente, têm-se voltado para o sub-produto cinza volante como fonte de pozolana (5).

Nas últimas décadas no mundo todo tem-se construído termelétricas cujo combustível é o carvão pulverizado. Disto resulta como sub-produto um volume muito grande de cinzas, que causam problemas de poluição do meio ambiente além de tornarem

inúteis áreas de terreno onde são depositadas. Surgiu então a idéia de se pesquisar uma maneira de se utilizar este material, e hoje temos a aplicação de cinzas para muitas finalidades como na fabricação de cimento pozolânico, agregados leves, tijolos, estabilização de solos, correção de solos para agricultura etc.

O estudo da aplicação da cinza volante para estabilização de solos data de 1934 quando, inclusive, foi conseguida uma patente de seu uso como material estrutural (4, 6). As propriedades cimentantes da cinza volante misturada com cal e água foram estudadas a partir de 1940. Depois disto muitos solos e misturas diferentes foram ensaiados em laboratório, em várias partes, com a finalidade de descobrir as propriedades e o comportamento da cinza volante utilizada na estabilização do solo.

As primeiras tentativas de campo com misturas solo, cal e cinza volante foram feitas na construção de "by passes", passagens e acostamentos da New Jersey Turnpike (4). Mas a obra mais importante em que se utilizou misturas de cal, cinza volante e solo foi na construção do aeroporto de Newark (7). Além desta nós podemos destacar a construção de um pavimento para cargas pesadas em Port of Portland, Oregon, EUA (8).

A cinza volante tem sido também pesquisada em pavimentos de pistas experimentais como o programa desenvolvido nos Estados Unidos na Universidade de Illinois (9).

2.2 - Produção e Utilização das Cinzas

O consumo de cinzas está muito aquém da quantidade disponível anualmente. A produção anual de cinzas está estimada em 180 milhões de toneladas anuais, sendo que destas somente cerca de 30 milhões são utilizadas. Isto corresponde a uma percentagem de 16 a 17% de utilização (10).

A França no decorrer dos anos de 1970 a 1974 conseguiu uma taxa de utilização de cerca de 72,5% sendo a sua produção anual estimada em 4 milhões de toneladas (10). Em 1971 o

aproveitamento da cinza volante nos Estados Unidos foi de 11,7% numa produção aproximada de 28 milhões de toneladas provenientes da queima de carvão, óleo e linhito (11).

Segundo a Comissão Econômica para a Europa em 1971 a produção de cinza por carvão, nos países a ela pertencentes, alcançou 103 milhões de toneladas tendo sido utilizada 23,9%. Os principais usos da cinza de carvão mineral foram: 22,4% para construção de estradas; 18% para concreto; 28,3% em locais de aterro para construção; e 31,3% para outros fins (12).

No Brasil nós temos quatro termelétricas situadas todas elas na Região Sul: Candiota e Charqueadas no Rio Grande do Sul, Sotelca em Santa Catarina e Figueira no Paraná.

A termelétrica da SOTELCA é a única da qual se possui dados de produção de cinza volante, que chega a 167 mil toneladas anuais. Esta produção praticamente duplicará quando dois outros grupos geradores passarem a funcionar. Das outras fontes de cinzas volantes não se tem dados precisos de produção, mas estima-se em cerca de 700.000 toneladas a produção anual de cinzas volantes no Brasil. A utilização é muito baixa.

C A P Í T U L O 3

3. CARACTERÍSTICAS DA ESTABILIZAÇÃO POZOLÂNICA

A estabilização pozolânica é aquela que é feita com um material quimicamente inerte por si, mas que quando misturado com cal e água reage dando produtos cimentantes. A cinza volante proveniente da queima do carvão possui grande quantidade de sílica e alumina por isso muitas cinzas são excelentes pozolanas.

As cinzas volantes possuem uma composição química muito heterogênea o que complica os estudos do mecanismo da reação e tem sido o fator que mais contribuiu para a deficiência da pesquisa básica do problema (5, 9).

As propriedades dos materiais estabilizados pozolanicamente dependem da qualidade dos componentes cal, cinza volante e agregado. Além disso as condições de cura, proporção dos materiais, esforço de compactação e homogeneização da mistura são outros fatores que têm influência. É importante também ressaltar que as reações pozolânicas cessam totalmente quando não se tem água suficiente.

Em geral há dois tipos diferentes de reações que tem lugar quando a cal e a cinza volante são adicionados com água a um solo ou agregado. O primeiro tipo é aquele em que a cal age independentemente da cinza volante através da troca catiônica, floculação e aglomeração das partículas argilosas do solo, e da carbonatação com o dióxido de carbono do ar. O segundo tipo resulta da reação entre a cal e a cinza volante, sendo que, essencialmente este mecanismo complexo estabiliza o material através da formação de silicatos e aluminatos hidratados de cálcio (8). Estes agentes cimentantes são formados somente depois que solubilidade da sílica e da alumina crescem muito, o que ocorre quando o pH atinge valores maiores que 10 e 11 (8). A adição da

cal aumenta o pH da mistura até aproximadamente 12,3 (6).

A reação pozolânica é, ao menos em parte, dependente da habilidade da sílica de se solubilizar antes ou durante a reação; por isso o conhecimento dos fatores que afetam a solubilidade da sílica é extremamente importante na compreensão das reações (9).

A atividade das pozolanas está relacionada com a natureza alcalina das misturas cal - cinza volante. A ativação da sílica pelos ions hidroxilas tem um papel importante na formação dos silicatos hidratados. Quando o hidróxido de cálcio é adicionado à água os ions cálcio entram em solução, sendo que a solubilidade do hidróxido de cálcio decresce linearmente com a temperatura, e o pH da solução de cal cresce à medida que os ions hidroxila são libertados da cal (4,9). A sílica pode apresentar-se cristalizada (no quartzo), amorfa, ou fazendo parte da estrutura cristalina dos minerais argílicos. Num solo arenoso apenas a sílica amorfa (ou finamente cristalizada) entrará na reação pozolânica.

Diferentes pesquisadores são em conjunto, unânimes em reconhecer a influência preponderante da cal. A atividade pozolânica de uma cinza volante está em relação direta com a velocidade de absorção da cal $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (esta velocidade depende do teor de sílica solúvel na cinza) (10).

Os fatores que indicam uma boa atividade pozolânica são:

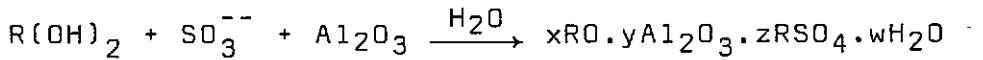
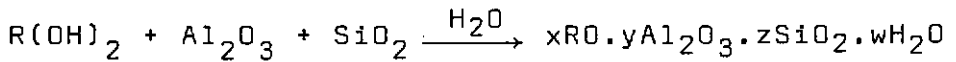
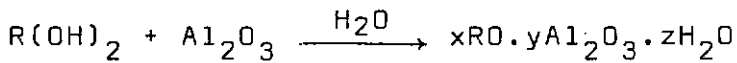
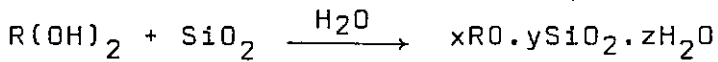
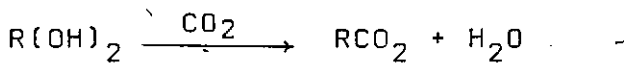
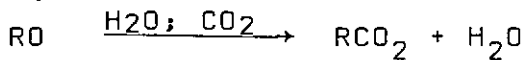
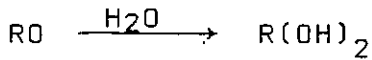
a) percentagem alta de cinza volante passando na peneira n° 325 ou seja área específica grande.

b) teores altos de SiO_2 , $\text{SiO}_2 + \text{R}_2\text{O}_3$ e $\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3$.

c) baixo teor de carbono e baixa perda por ignição.

d) teores altos de álcalis (8).

Para a estabilização pozolânica de solos podem ser utilizadas tanto cales dolomíticas como calcíticas. Há indicações de que, à baixas temperaturas, a cal dolomítica reage mais rapidamente (4, 9). Para ilustrar abaixo estão algumas das reações possíveis que podem ocorrer numa mistura cal-cinza volante-água, onde "R" representa (Ca^{++}) ou (Mg^{++}) ou combinação desses dois ions:



Além dessas reações, pensa-se que os compostos de cálcio e magnésio podem reagir com o óxido de ferro separadamente se este composto estiver presente na fase vítrea da cinza volante (13).

C A P Í T U L O 4

4. REVISÃO DA LITERATURA

4.1 - Resistência

Os ensaios de resistência à compressão simples e diametral de misturas cal-areia-pozolana são os métodos mais comumente aceitos para avaliar pozolanas. A baixa velocidade de desenvolvimento de resistência tem sido o fator determinante da utilização de ensaios de resistência, na avaliação de materiais pozolânicos.

O desenvolvimento da resistência pozolânica pode ser acelerado através da cura à temperaturas acima da normal (1).

O uso de aditivos químicos para acelerar as reações tem sido também empregado com a finalidade de dar resistência inicial às misturas.

A estabilização de um solo é, geralmente, avaliada no sentido de que quanto maior a resistência à compressão melhor é a qualidade do material estabilizado. Os materiais estabilizados pozolânicamente têm a característica incomum de desenvolver resistência ao longo de um extenso período de tempo. Esse aumento, por ser substancial, deve ser levado em conta na avaliação das propriedades de engenharia do material.

A resistência à flexão permite avaliar a resistência à tração do material. A razão entre a resistência à flexão e à compressão varia de 0,20 a 0,25 (9). As resistências à tração pelo método indireto são aproximadamente a metade das resistências à flexão (8).

Os valores de resistência obtidos com materiais estabilizados pozolanicamente variam muito pois dependem da densidade de compactação, composição da mistura, tempo de cura, condições de cura, e métodos de ensaio. Na tabela 1 estão valores típicos de resistência para vários tipos de solos (6, 8).

As normas britânicas exigem uma resistência de 28 kgf/cm² aos 7 dias para solos estabilizados. quando se usa corpos de prova com relação altura para diâmetro igual a 2(14). Há autores que mencionam uma resistência mínima de 17,5 kgf/cm² ou uma razão de resistência de 80% (15), este último requisito atendendo à durabilidade.

4.2 - Durabilidade

A durabilidade se refere à capacidade de um material manter a sua integridade estrutural sob condições a que é exposto. As principais forças deteriorantes que destroem a integridade estrutural de um material estabilizado com pozolana são as variações de umidade e temperatura. Além destes fatores ambientais (calor e água), a ação das cargas repetidas do tráfego debilitam o pavimento por fadiga.

As condições a que o material estabilizado é exposto em laboratório durante ensaios de durabilidade, tem por finalidade simular as condições ambientais de campo. Por isso é importante que os métodos de durabilidade levem em conta parâmetros como pluviosidade, temperatura local, umidade do ar e temperatura das camadas do pavimento. Este último fator é importante tendo em vista que nos processos de estabilização dos solos em que intervêm reações químicas, a velocidade do ganho de resistência é função da temperatura.

Estudos realizados indicam que a durabilidade talvez seja a propriedade mais significativa do comportamento dos materiais estabilizados pozolanicamente, sendo que os fatores que mais influenciam esta propriedade são: granulometria do agregado, teor de cal mais cinza volante, razão de cal mais cinza volante para o total de finos, tempo de cura, teor de cin-

za volante e saturação (16).

Muitos métodos de avaliação de durabilidade de materiais estabilizados com cal e cinza volante têm sido estudados. Entre estes podemos destacar: perda de peso por abrasão, absorção de água, velocidade de propagação de pulsos, variação de volume e medidas de resistência. Os métodos mais comuns de laboratório são perda de peso e/ou perda de resistência para corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem ou gelo-degelo.

A densidade da matriz desempenha um papel muito importante na durabilidade de uma mistura, por isso que se recomenda que a quantidade de agregado grosso porventura existente na mistura, seja tal que este fique "flutuando". Para tal aconselha-se a dosagem da mistura com excesso de finos de modo a evitar uma possível má performance devido às variações de construção. Com base nos estudos feitos, uma variação de cal mais cinza volante para o teor de finos (passando na peneira nº 4) de 1:4 a 1:7 dá bons resultados (16).

A avaliação da durabilidade por perda de peso em escovagens é feita em função de limites máximos de desgaste estabelecidos. Conhece-se normas para perdas máximas, em ciclos de molhagem e secagem, no caso do solo-cimento, que são funções do tipo de solo. Os solos A-1, A2-4, A2-5 e A-3 podem sofrer desgaste de até 14% do seu peso inicial seco, os dos tipos A2-6, A2-7, A4 e A5 até 10%, e os solos A6 e A7 somente 7% (17).

O critério de avaliação de durabilidade por perda de resistência não faz parte de especificações fixas. As indicações que existem são para corpos de prova submetidos a ciclos de gelo e degelo. Consideram-se como satisfatórias as misturas que tenham uma razão de resistência de ao menos 80% (4, 6). A razão de resistência é o quociente expresso em percentagem, da resistência de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem ou gelo e degelo, pela resistência de corpos de prova curados normalmente.

4.3 - Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade vem a ser uma medida da rigidez do material em questão. Pode ser avaliado através de ensaio destrutivo em que se carrega o corpo de prova até a ruptura, à velocidade pequena; ou não-destrutivo, quando se deduz o módulo pela medição de outra propriedade como a de propagação de ondas elásticas ou vibrações sonoras e aplicação da teoria matemática da elasticidade. A lei de Hooke traduz o comportamento elástico de proporcionalidade entre tensões aplicadas e deformações específicas obtidas, onde o coeficiente de proporcionalidade é o módulo de Young. No primeiro tipo de ensaio, dito estático, obtém-se o módulo de elasticidade estático, no segundo, o dinâmico. Outros valores se obteriam no ensaio a cargas repetidas, onde o tempo de aplicação da carga é da ordem do décimo de segundo, e entre uma aplicação e outra podem decorrer alguns segundos; convencionou-se chamar o módulo assim obtido de módulo resiliente, neste caso entrando em jogo a fadiga do material.

Os valores do módulo de elasticidade estático para materiais estabilizados pozolanicamente variam segundo o tipo de ensaio, características das misturas e critério de avaliação. Os ensaios à flexão dão módulos de elasticidade estático mais baixo que os à compressão (9). Os fatores como características do agregado (dureza da partícula e granulometria), grau de compactação e tempo de cura, também influem no módulo de elasticidade estático (5). Outro fator influente é o modo de avaliação que pode ser feito pelo método da corda ou da tangente na curva tensão-deformação.

Os valores característicos do módulo de elasticidade devido ao exposto acima variam muito. Uma fonte indica a variação de 35.000 a 175.000 kgf/cm² (5), outra indica valores de 105.000 a 175.000 kgf/cm² (9) e uma terceira fornece os valores da tabela 2 (8).

O módulo de elasticidade dinâmico pode ser avaliado através de frequência de ressonância. Neste método o corpo de

prova é submetido a vibrações que podem ser longitudinais, transversais ou torsionais, sendo porém mantido livre de pressões nas suas extremidades.

O módulo de elasticidade dinâmico é utilizado em concreto para correlação com características do material, como a resistência. Mas relações deste tipo tem um campo restrito de aplicação porque fatores como proporção e densidade da mistura, tipo de agregado etc. invalidam a aplicação das correlações(18).

Os métodos não-destrutivos apresentam a vantagem sobre os destrutivos de darem resultados mais reproduzíveis e permitem ainda repetir o ensaio várias vezes com o mesmo corpo de prova (18).

Os módulos de elasticidade estático e dinâmico do concreto apresentam valores crescentes com o valor da resistência, apesar de não manterem uma relação constante (8, 18).

4.4 - Coeficiente de Poisson

Quando um corpo sujeito à carga se deforma na direção de aplicação da força, ocorrem, também, deformações nas duas direções perpendiculares a esta. A razão da deformação induzida pela deformação aplicada é chamada de coeficiente de Poisson.

O coeficiente de Poisson é utilizado na análise teórica de pavimentos, sendo que seu valor varia conforme a intensidade da carga aplicada. Em pesquisas realizadas com misturas cal-cinza volante-agregado o coeficiente de Poisson demonstrou permanecer aproximadamente constante com um valor de cerca de 0,08 até 60% da tensão máxima, além da qual o coeficiente aumenta rapidamente chegando a 0,3 na ruptura (9).

A maioria das análises de tensão não são sensíveis às pequenas variações do coeficiente de Poisson. Se as tensões são maiores que 60% da tensão máxima, a variação do módulo de

elasticidade tem uma influência muito maior que a variação do coeficiente de Poisson (5, 9).

O valor do coeficiente de Poisson a ser empregado, na prática, com misturas pozolânicas sem provocar erro apreciável, conforme indicação, pode ser um valor qualquer entre 0,1 e 0,15 (5).

4.5 - Fatores que Influenciam a Reação Pozolânica

4.5.1 - Materiais

Os materiais que têm sido utilizados em misturas cal-cinza volante-agregado cobrem uma grande faixa de tipos e granulações diferentes, incluindo areias, pedregulhos, pedras britadas, escórias, siltes e argilas. Os materiais a serem estabilizados e a água de umidificação devem ser livres de materiais deletérios e matéria orgânica.

Os materiais de granulação fina, como a argila, são menos indicados para esse tipo de estabilização porque é difícil incorporar e homogeneizar perfeitamente a cal e a cinza volante, de forma que as partículas argilosas fiquem envolvidas pela massa estabilizante. Os materiais de granulação mais grossa são os melhores para a estabilização com cal e cinza volante, sendo que os bem graduados requerem um menor teor de cal mais cinza volante. As misturas com materiais de granulometria mais grossa são mais estáveis mecanicamente e por isso podem possuir resistências mais altas em idades pequenas. Com o tempo, entretanto, as misturas com agregados mais finos podem desenvolver resistências que igualem ou excedam aquelas de agregados mais grossos, porque a chave para o desenvolvimento da resistência final permanece mais na matriz cal-cinza volante do que no agregado (5).

As cinzas volantes sendo um sub-produto industrial não tem um controle rigoroso por isso mesmo existe uma grande variação de suas propriedades. Embora tenham sido feitos estudos para avaliar a reatividade de cinzas, há dificuldade em correla-

cionar a reatividade das cinzas volantes com suas propriedades naturais (6). Os fatores que influenciam a boa qualidade da cinza são: baixo teor de carbono, alta percentagem passando na peneira nº 325, altos teores de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 e uma superfície específica alta. A especificação para as cinzas volantes é a ASTM Designation C593-69 para uso da cinza volante com cal. Mesmo que a cinza satisfaça as especificações não se pode, obviamente, prescindir dos ensaios de laboratório para avaliar a resistência e durabilidade das misturas pozolânicas.

A cal tem influência sobre a reação pozolânica porque o produto cimentante é formado pela reação entre a cal e cinza volante com a adição de água. Os tipos de cales existentes são cal virgem, cal calcítica, cal dolomítica monohidratada e a calcítica hidratada. As duas últimas produzem as resistências finais aproximadamente iguais apesar de diferirem quanto à velocidade de ganho de resistência. A temperaturas ambientes a cal dolomítica tem dado resultados melhores que a calcítica (19).

O uso de aditivos tem sido bastante pesquisado em laboratório, sendo que o carbonato de sódio parece ser o mais promissor, especialmente, com solos arenosos e silteosos estabilizados com cal e cinza volante (4). O cimento Portland também tem sido utilizado para dar resistência inicial às misturas (5).

4.5.2 - Proporções

Os componentes de uma mistura devem ser dosados para produzir um material que tenha a resistência e a durabilidade requeridas para cada projeto particular. A quantidade total de cal e cinza volante deve ser tal que quando adicionada ao agregado forme uma massa densa e dê um ligante cimentante adequado.

As proporções de cal e cinza volante variam conforme o tipo de solo. Na prática utilizou-se teores de cal de 2% a 8% e de cinza volante de 8% a 36% (5). Os teores de cal mais cinza

volante variam de 12 a 30%, enquanto a razão cal para cinza volante fica entre 1:10 a 1:2, sendo, porém, comuns as razões 1:3 a 1:4 (8).

A quantidade de cal em relação à de cinza, depende do tipo de solo estabilizado e da reatividade da cinza volante.

As estimativas iniciais para as proporções a utilizar podem ser feitas em função do índice de vazios de forma que se tenha uma boa densidade de matriz cal mais cinza volante, mas as proporções da mistura final devem ser estabelecidas em função de ensaios de durabilidade e resistência. É aconselhável que se dose as misturas com excesso de finos a fim de fazer face às variações de qualidade na construção, provenientes de fatores, como segregação e mudança de granulometria, que baixam a performance do pavimento (16, 8).

4.5.3 - Execução da Mistura

O tipo e a qualidade de execução de uma mistura afetam as propriedades de uma mistura estabilizada.

Os materiais componentes de uma mistura devem ser homogeneizados de forma que os grãos do solo e o produto estabilizante estejam em perfeito contato e de modo uniforme em toda massa estabilizada. O tempo necessário à homogeneização perfeita depende do tipo de equipamento utilizado, proporções de mistura e do tipo de solo. Para facilitar é sempre necessário que se consiga uma pulverização mais alta possível do solo. O grau de homogeneização da mistura influe no ganho de resistência e na durabilidade.

As misturas cal-cinza volante com solos granulares, com pouca reatividade com a cal, não são muito influenciados pelo tempo decorrido entre a homogeneização e a compactação.

A densidade de compactação de um solo estabilizado tem também influência sobre a durabilidade e a resistência. Pe

quenas variações de densidade de 48 a 80 g/cm³ produzem, por vezes, decréscimos na resistência de até mais de 25% (9).

A execução de uma mistura é então um dos pontos mais importantes a se considerar no projeto e na construção de pavimentos com material estabilizado de forma que se tenha uma perfeita homogeneização dos componentes e distribuição de umidade.

4.5.4 - Cura

A influência da cura nas propriedades de uma mistura de cal-cinza volante-solo é função do tempo, da temperatura e da umidade de cura e também, da composição da mistura estabilizada.

O valor da resistência aumenta com o tempo, apesar de não manter o ritmo de crescimento constante. Valores de dados experimentais mostram que a resistência cresce por longos períodos apesar de que somente 50% se desenvolve no primeiro mês (19).

A temperatura de cura pode acelerar ou retardar o ganho de resistência dependendo do seu valor (1). A elevação da temperatura permite que se obtenha resistências de idades maiores em tempos menores. A temperatura de cura de um corpo de prova deveria simular o mais possível aquela de campo.

A água tem efeito sobre misturas de cal-cinza volante-solo, porque sem ela a reação pozolânica não se processa. A água de compactação na umidade ótima é suficiente para a reação pozolânica se processar (6), sendo que a mesma continua enquanto houver material cal-cinza-volante para reagir. Os ciclos de molhagem e secagem podem melhorar ou piorar o ganho de resistência de uma mistura (20).

T A B E L A 1

VALORES TÍPICOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO
PARA VÁRIOS TIPOS DE SOLOS ESTABILIZADOS COM
CAL E CINZA VOLANTE

M A T E R I A L	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS APÓS IMERSÃO (kgf/cm ²)
Pedregulhos	28 - 91
Areias	21 - 49
Siltes	21 - 49
Argilas	14 - 35
Pedra britada ou escoria	98 - 141

T A B E L A 2VARIAÇÕES DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO
E MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA MATERIAIS
CAL-CINZA-AGREGADO.

QUALIDADE	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (7 dias a 38°C) (kgf / cm ²)	MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO (kgf/cm ²)
alta	> 70	> 35.000
média	46 - 70	17.500 - 35.000
baixa	28 - 46	7.000 - 17.500

C A P Í T U L O 5

5. PROGRAMA DA PESQUISA

A pesquisa tem como finalidade o estudo da durabilidade, módulo de elasticidade e resistência à compressão diametral de misturas com cal-cinza volante-areia de dunas. A pesquisa abrange o estudo do efeito nesses parâmetros da adição de cimento portland de alta resistência inicial e a substituição de parte da areia por brita corrida.

As misturas ensaiadas foram num total de três, e as proporções de cada uma podem ser vistas na tabela 3.

Os ensaios realizados com as misturas compreendem três métodos de durabilidade, dois métodos de módulo de elasticidade e dois métodos de resistência. Os ensaios e os métodos aplicados a cada um estão mostrados na tabela 4.

T A B E L A 3

PROPORÇÕES DOS COMPOSTOS DAS MISTURAS
1, 2 E 3, EM PERCENTAGEM DO PESO SECO

MISTURA	CINZA VOLANTE	CAL	AREIA	BRITA	CIMENTO
1	13	4	83	-	-
2	13	4	83	-	1*
3	13	4	53	30	1*

* Esta percentagem é calculada sobre o peso total seco da mistura cal, cinza volante, areia e também da brita na mistura 3.

T A B E L A 4

ENSAIOS UTILIZADOS NA PESQUISA

TIPO DE ENSAIO	MÉTODOS DE ENSAIO
DURABILIDADE	ABCP
	IOWA
	DO AUTOR
MÓDULO DE ELASTICIDADE	ESTÁTICO
	DINÂMICO
RESISTÊNCIA	COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES
	COMPRESSÃO DIAMETRAL

C A P Í T U L O 6

6. MATERIAIS UTILIZADOS

6.1 - Cinza Volante

A cinza volante é proveniente de Capivari de Baixo (Tubarão), Estado de Santa Catarina e distribuída pela Companhia Pozolana Comércio Ltda. de São Paulo.

As características químicas e físicas da cinza estão nas tabelas 5 e 6 respectivamente.

As características físicas da cinza volante foram determinadas segundo os seguintes métodos: ASTM Designation; C311-68 e C188-72 para a massa específica (ρ); ASTM Designation C311-68 e C204-73 (empregando a equação 8 do item 5.1) para a área específica "Blaine" (S); ASTM Designation: C618 e C 430-73 para o resíduo na peneira nº 325; ASTM Designation: C618-72 para área específica volumétrica, calculada pela fórmula $S_v = \frac{S}{s \cdot \rho}$ s.p conforme item 5.1.2; e o diâmetro médio das partículas em micrometros foi calculado pela expressão:

$$\phi_m = \frac{60.000}{s \cdot \rho}, \quad \text{admitindo as partículas esféricas.}$$

6.2 - Cal

A cal é hidratada cálcica, $Ca(OH)_2$ tipo comercial distribuída pela Companhia de Cimento Portland Itaú, São Paulo. A procedência é da Fábrica Itaú de Arcos, Minas Gerais. As características químicas e físicas da cal estão nas tabelas 7 e 8 respectivamente.

As características físicas da cal hidratada foram determinadas segundo os seguintes métodos: ASTM Designation: C188-72,

empregando 40 g de material e querozene como líquido deslocável para massa específica (ρ); ASTM Designation: C204-73 (empregando a equação 8 do item 5.1) para a área específica "Blaine" (S); ASTM Designation: C430-73 para o resíduo na peneira nº 325; na determinação da área específica volumétrica e do diâmetro médio das partículas foram utilizados os mesmos métodos da cinza volante.

6.3 - Cimento

Utilizou-se Cimento Portland do tipo Irajá - Ducor de alta resistência inicial, distribuído pela Companhia de Cimento Irajá S.A., Rio de Janeiro. As características químicas e físicas do cimento estão nas tabelas 9 e 10 respectivamente.

As características físicas do cimento Portland foram determinadas pelos seguintes métodos: MB-346/1966 da ABNT para a massa específica (ρ); MB-348/1966 da ABNT para a área específica "Blaine" (S); ASTM Designation: C430-73 para o resíduo na peneira nº 325; para determinação da área específica volumétrica e do diâmetro médio das partículas foram utilizados os mesmos métodos da cinza volante.

6.4 - Solo

O solo é areia de dunas quartzosa, não reativa com a cal e a água em temperatura ambiente, retirada das dunas da Barra da Tijuca, na rodovia Rio-Santos, km 8, na Baixada de Jacarepaguá, Rio de Janeiro. As características químicas, físicas e curva granulométrica aparecem respectivamente nas tabelas 11 e 12, e figura 1.

6.5 - Brita

Foi utilizada brita corrida (lavada) proveniente de rocha gnaissica da região de Jacarepaguá, Rio de Janeiro. A granulometria está na tabela 13 e a curva granulométrica na figura 2.

T A B E L A 5

ANÁLISE QUÍMICA DA CINZA VOLANTE

Perda a 800°C	4,01 %
Anidrido silícico (SiO ₂)	53,60 %
Óxido de ferro (em Fe ₂ O ₃)	8,33 %
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃)	28,60 %
Óxido de cálcio (CaO)	1,35 %
Óxido de magnésio (MgO)	0,91 %
Óxido de sódio (Na ₂ O)	0,10 %
Óxido de potássio (K ₂ O)	2,32 %
Anidrido sulfúrico (SO ₃)	0,82 %

T A B E L A 6

ANÁLISE FÍSICA DA CINZA VOLANTE

FINURA:	
Superfície específica Blaine, cm^2/g	3.437
Superfície específica, cm^2/cm^3	7.373
Diâmetro médio das partículas, μm	8,10
Material retido na peneira nº 325, %	10,70
MASSA ESPECÍFICA, g/cm^3	2,15
ÍNDICE DE ATIVIDADE POZOLÂNICA:	
Com cimento portland, percentagem do controle	89
Com cal, kgf/cm^2	57
ÁGUA REQUERIDA, percentagem do controle	101

T A B E L A 7

ANÁLISE QUÍMICA DA CAL UTILIZADA

Resíduo insolúvel,	0,38 %
Perda ao fogo,	28,20 %
Óxido de alumínio + Óxido de ferro ($Al_2O_3 + Fe_2O_3$),	traços
Óxido de cálcio (CaO)	71,40 %
Óxido de magnésio (MgO)	traços
Anidrido sulfúrico (SO_3)	traços

T A B E L A 8

ANÁLISE FÍSICA DA CAL UTILIZADA

Massa específica, g/cm ³	2,23
Superfície específica Blaine, cm ² /g	12.480
Superfície específica, cm ² /cm ³	27.830
Resíduo na peneira nº 325, %	4,10
Diâmetro médio das partículas, µm	2,16

T A B E L A 9

ANÁLISE QUÍMICA DO CIMENTO UTILIZADO

Perda ao fogo	3,97 %
Resíduo insolúvel	0,87 %
Óxido de silício (SiO_2)	19,80 %
Óxido de ferro (em Fe_2O_3)	3,72 %
Óxido de alumínio (Al_2O_3)	6,92 %
Óxido de cálcio (CaO)	58,00 %
Óxido de magnésio (MgO)	3,68 %
Óxido de sódio (Na_2O)	0,35 %
Óxido de potássio (K_2O)	0,77 %
Anidrido sulfúrico (SO_3)	2,03 %

T A B E L A 10

ANÁLISE FÍSICA DO CIMENTO UTILIZADO

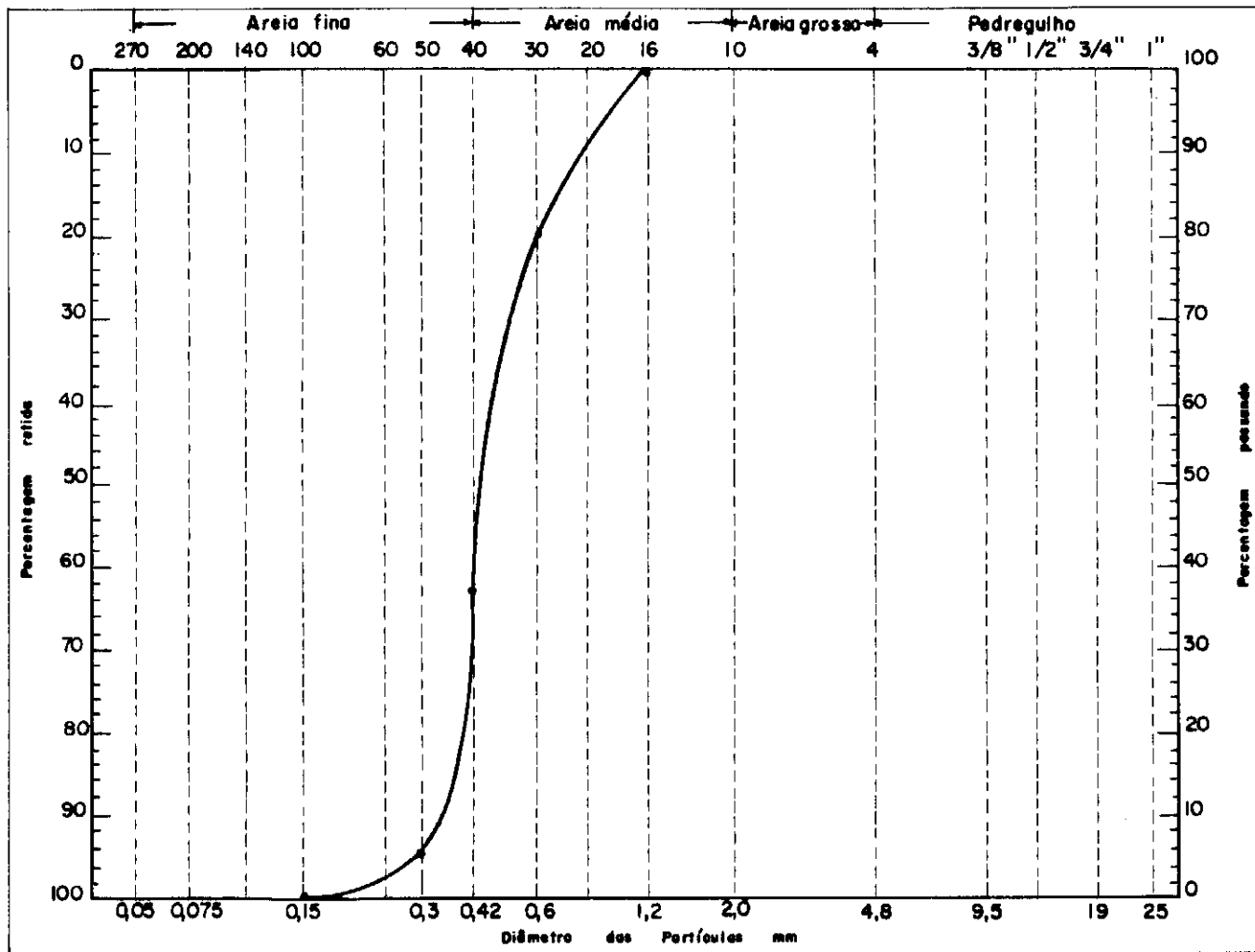
Massa específica, g/cm ³	3,06
Superfície específica Blaine, cm ² /g	3.065
Superfície específica, cm ² /cm ³	9.380
Resíduo na peneira nº 325, %	12,20
Diâmetro médio das partículas, µm	6,39

T A B E L A 11

ANÁLISE QUÍMICA DA AREIA UTILIZADA

pH da água	6,0
pH da amostra em água	6,0
pH do KCl (N)	4,6
pH da amostra em KCl (N)	4,7
NaCl, %	0,03
Matéria orgânica, %	0,17
Carbonatos	ausência

FIGURA 1 — Curva de distribuição granulométrica do solo utilizado.



T A B E L A 12ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO E
PROPRIEDADES FÍSICAS DA AREIA UTILIZADA

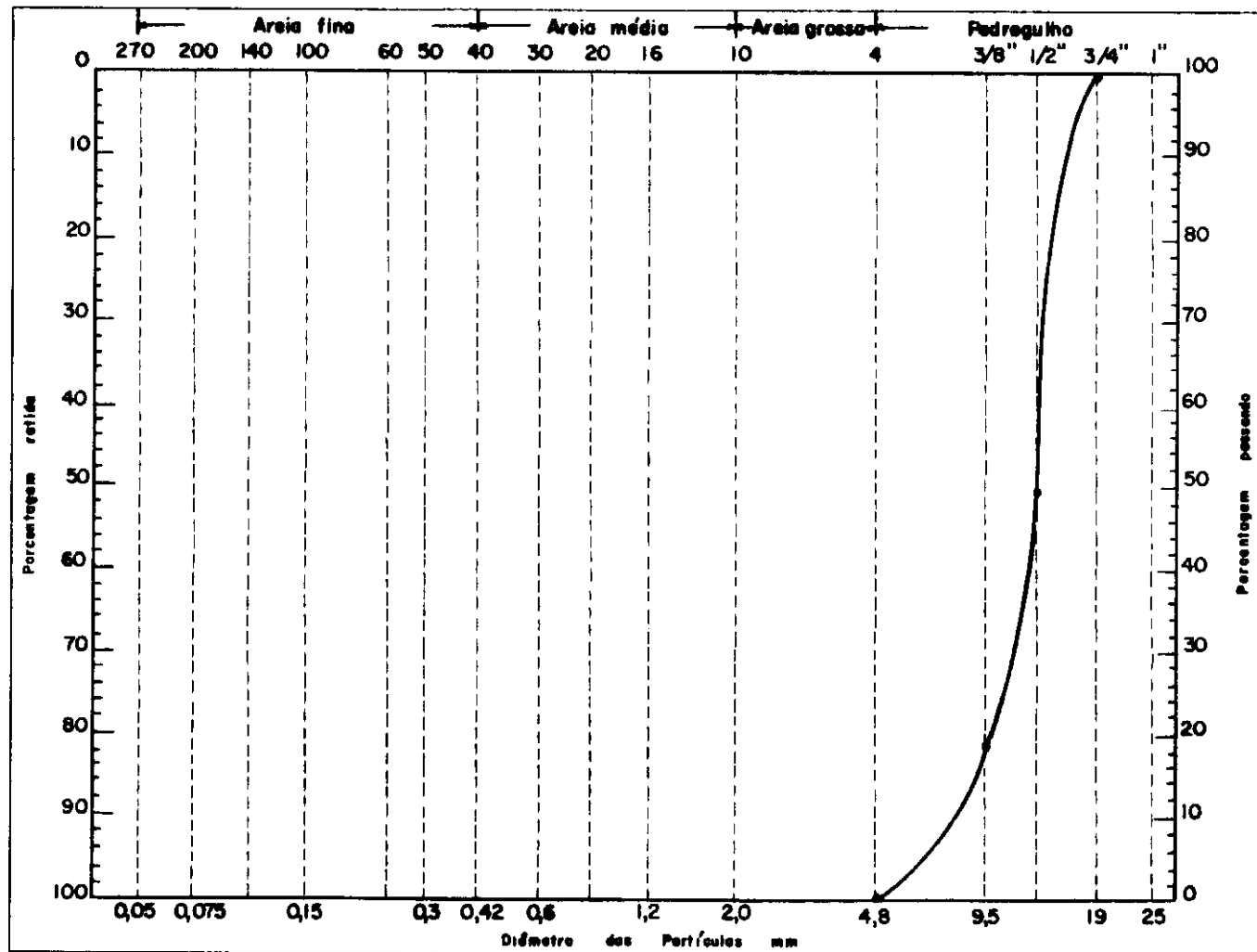
PENEIRA Nº	MATERIAL RETIDO		% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL	PENEIRA mm
	% AMOSTRA TOTAL	% ACUMU- LADA		
10	-	-	-	2,0
16	0,0	0,0	100,0	1,2
30	20,9	20,9	79,1	0,6
40	41,9	62,8	37,2	0,42
50	32,2	95,0	5,0	0,30
80	-	-	-	0,18
100	4,9	99,9	0,1	0,15
200	0,1	100,0	0,0	0,074

Pedregulho (acima de 2 mm)	0,0 %
Areia grossa (2,0 a 0,42 mm)	62,8 %
Areia fina (0,42 a 0,074 mm)	37,2 %
Índice de plasticidade	não plástica
Densidade real do grão	2,66
Classificação unificada	SP
Classificação do TRB	A-3

T A B E L A 13ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR
PENEIRAMENTO DA BRITA UTILIZADA

PENEIRA	MATERIAL RETIDO		% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL	PENEIRA mm
	% AMOSTRA TOTAL	% ACUMU LADA		
1"	0,0	0,0	100,0	25,4
3/4"	0,6	0,6	99,4	19,0
1/2"	51,1	51,7	48,3	12,7
3/8"	30,2	81,9	18,1	9,5
nº 4	18,1	100,0	0,0	4,8

FIGURA 2 - Curva de distribuição granulométrica da brita utilizada.



C A P Í T U L O 7

7. MÉTODOS DE ENSAIO

7.1 - Moldagem dos Corpos de Prova

7.1.1 - Mistura

A mistura dos materiais foi feita inicialmente a seco, primeiro manualmente e depois mecanicamente com uma misturadora Hobart, tipo BA-200, durante 5 minutos. Em seguida adicionava-se água destilada, para obtenção da umidade desejada e prosseguia-se a mistura por mais 5 minutos.

7.1.2 - Compactação

Após os materiais estarem perfeitamente homogeneizados, procedia-se imediatamente à compactação dos corpos de prova. Os corpos de prova foram compactados em cilindros tripartidos de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, com exceção daqueles utilizados para ensaios de durabilidade pelo Método da ABCP, onde os cilindros tenham as mesmas características, massivamente 12,7 cm de altura. A compactação foi feita com um compactador automático RAINHART Séries 662 com soquete de sapata cilíndrica. A moldagem foi realizada com os esforços normal (59412 kg.m/m³) e intermediário (132.026 kg.m/m³). O esforço normal foi conseguido segundo o método ABNT MB-33 e o esforço intermediário foi aplicado conforme o método DNER-DPT M48-64.

Os corpos de prova para o esforço normal foram moldados em 3 camadas recebendo cada uma 25 golpes de um soquete de 2.500 g, que caía de uma altura de 30,5 cm. Os corpos de prova para o esforço intermediário foram moldados em 5 camadas recebendo cada uma 20 golpes de um soquete de 4.536 g, que caía de 45,7 cm.

Os corpos de prova para todos os ensaios foram todos moldados na umidade ótima e densidade aparente seca máxima de cada mistura e esforço de compactação. Adotou-se uma tolerância de $\pm 0,5\%$ para a umidade e de $\pm 30 \text{ g/dm}^3$ para a massa específica aparente seca. Os corpos de prova eram moldados num dia e desmoldados no seguinte.

A umidade ótima e a densidade máxima aparente seca para o esforço normal foram determinadas através de ensaios de compactação, e para o esforço intermediário foram adotadas aquelas determinadas na tese de NARDI (2). As umidades e densidades adotadas estão na tabela 14.

Analisando os dados da tabela 14 vê-se que as umidades e densidades adotadas como referência para os esforços equivalentes ao normal e intermediário são bastante semelhantes. Este fato pode ser atribuído à diferença da relação altura para diâmetro dos dois tipos de cilindros utilizados na compactação. Os cilindros para o esforço normal tem uma relação igual à 1,27 e para o esforço intermediário 2.

7.2 - Cura e Imersão dos Corpos de Prova

7.2.1 - Cura

A cura normal dos corpos de prova foi feita em câmara úmida com $90 \pm 5\%$ de umidade relativa e à temperatura de $24 \pm 2^\circ\text{C}$. Os corpos de prova foram colocados dentro de cilindros plásticos, que foram recobertos com três sacos plásticos. Esta proteção teve a finalidade de evitar a troca de umidade com o meio ambiente e a carbonatação da cal pelo dióxido de carbono do ar. As idades de cura normal foram de 7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 dias.

7.2.2 - Imersão

Todos os corpos de prova a serem rompidos foram imer-

sos, após o período de cura, por 24 horas, antes do rompimento.

7.3 - Rompimento

Foram feitos rompimentos à compressão axial simples e à compressão diametral. A compressão diametral foi feita segundo o método ABNT MB-212. Foi admitida uma variação em torno da resistência média de $\pm 10\%$ e cada valor de resistência corresponde ao rompimento de três corpos de prova, prática esta usual nas pesquisas de laboratório, referentes a estabilização de solos (ASTM C593-69).

O rompimento foi feito com deformação controlada tendo sido adotada uma velocidade de 1,5 mm/minuto. Foram utilizadas duas prensas: uma Wykeham - Farrance de 10 toneladas mod. 1.251 e a outra Tinius Olsem de 30 toneladas nº 76.600-6.

7.4 - Durabilidade

7.4.1 - Método ABCP

O método de durabilidade adotado pela ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) e conhecido como "Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem - Método SC-3" (17), serve para a determinação da perda de peso por escovagem de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

O método estabelece uma cura normal em câmara úmida durante 7 dias. Após isto os corpos de prova são submetidos a ciclos de molhagem, secagem e escovagem. Os ciclos têm duração de 48 horas distribuídas da seguinte maneira: 5 horas de imersão em água, 42 horas de secagem em estufa a 71°C e 1 hora de intervalo para escovagem e pesagem a fim de avaliar a perda de peso. Por se tratar de pesquisa, as perdas de peso foram avaliadas após cada ciclo. Repetem-se estes ciclos até o número de 12.

7.4.2 - Método Iowa

O método Iowa avalia a durabilidade de misturas através da medida de perda de resistência provocada por ciclos de molhagem e secagem. Este método foi adaptado do artigo publicado por HOOVER et al (20). A mudança efetuada foi no tamanho dos corpos de prova. Foram moldados corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, ao invés de 5 cm x 5 cm.

O ensaio é realizado com um lote de no mínimo 6 corpos de prova, moldados sob as mesmas condições, que são curados normalmente em câmara úmida durante 14 dias. Então, metade do lote de corpos de prova é submetido a ciclos de molhagem e secagem e a outra metade fica curando em câmara úmida. Os ciclos são de 48 horas sendo 24 horas de secagem ao ar livre e outras 24 horas de imersão em água destilada. Após o número desejado de ciclos, os corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem, e os curados normalmente em câmara úmida, são imersos por 24 horas e depois rompidos. A avaliação da durabilidade é feita através do quociente da resistência de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem e dos corpos de prova curados normalmente em câmara úmida.

Na pesquisa cada uma das misturas foi avaliada após 4,8 e 12 ciclos de molhagem e secagem. Durante os períodos de secagem os corpos de prova foram deixados dentro das dependências do laboratório, perdendo umidade por evaporação e expostos à carbonatação de parte da cal (que deixou assim de participar das reações com a cinza) com o dióxido de carbono do ar.

A temperatura de cura variou entre 19°C e 42,5°C.

7.4.3 - Método do Autor

O método estudado pelo autor foi aplicado a corpos de prova que foram curados durante 90 dias.

A durabilidade foi avaliada através do quociente da

resistência de corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem e da resistência de corpos de prova curados normalmente em câmara úmida.

Metade de um lote de, no mínimo, 6 corpos de prova foi submetida a ciclos de molhagem e secagem e a outra parte ficou curando normalmente em câmara úmida. Os corpos de prova foram submetidos a 3 períodos de secagem de 13 dias e um último de 12 dias, alternados com 3 períodos de molhagem de 13 dias, sendo o primeiro período de secagem. A secagem foi feita ao ar livre nas dependências do laboratório, onde os corpos de prova perdiam umidade por evaporação e a cal, que não reagiu, ficava sujeita à carbonatação pela ação do dióxido de carbono do ar.

Os corpos de prova ao completarem 90 dias foram colocados em imersão por 24 horas e depois rompidos.

O método estudado pelo autor teve a finalidade de submeter o corpo de prova às condições adversas de cura por períodos prolongados e especialmente no início do período de cura. Os primeiros dias de cura de um corpo de prova de material estabilizado, com cal e cinza volante são muito importantes pois as reações estão começando a se processarem. Devido a isto boa parte da cal não reagiu, e está sujeita à carbonatação pelo dióxido de carbono do ar (formação de cimentação fraca), nos primeiros 13 dias de cura, que são de secagem ao ar livre. Com o método estudado está-se, então, testando as misturas em condições bastante adversas, que poderiam ocorrer no campo.

7.5 - Módulo de Elasticidade

7.5.1 - Módulo de Elasticidade Estático

O módulo de elasticidade estático foi avaliado através do método do valor secante. Durante o ensaio de compressão simples levado até a ruptura, foram realizadas leituras de cargas e deformações correspondentes, com isto foram traçados gráficos de tensão-deformação específica.

O módulo de elasticidade estático foi avaliado como sendo a inclinação da reta, que une a origem ao ponto correspondente a 50% da tensão máxima de ruptura no gráfico tensão-deformação.

A figura 2A mostra curvas típicas de tensão-deformação para a mistura 2 aos 7, 14 e 28 dias de cura, a determinação do módulo à $0,5\sigma_{\max}$ e também o caso de correção de curva. O carregamento para a determinação do módulo de elasticidade foi precedido de 3 ciclos de carregamento e descarregamento de aproximadamente 10% da carga de ruptura prevista.

7.5.2 - Módulo de Elasticidade Dinâmico

O módulo de elasticidade dinâmico foi determinado através do método não destrutivo de frequência de ressonância, segundo o ASTM C215-60.

Os ensaios foram realizados com o aparelho "Dynamic Young's Modulus Meter - Model CT-7" da Japan Electronic Instrument Co. Ltd. Resumidamente, o aparelho induz vibração numa extremidade do corpo de prova e capta-as na outra, e através de um seletor de frequências de vibrações pode-se descobrir qual delas é a fundamental de ressonância.

A determinação da frequência fundamental de ressonância permite então que se calcule o módulo de elasticidade dinâmico. É necessário também que se faça medidas das dimensões do corpo de prova bem como do seu peso. O cálculo do módulo de elasticidade dinâmico de Young pode ser então feito através da fórmula:

$$E_d = \frac{4L}{gA} wf^2$$

onde:

- E_d → módulo de elasticidade dinâmico de Young (kgf/cm²)
- L → comprimento do corpo de prova (cm)
- g → aceleração da gravidade (cm/s²)
- A → área da seção transversal do corpo de prova (cm²)
- w → peso do corpo de prova (kgf)
- f → frequência longitudinal fundamental de ressonância (c/s).

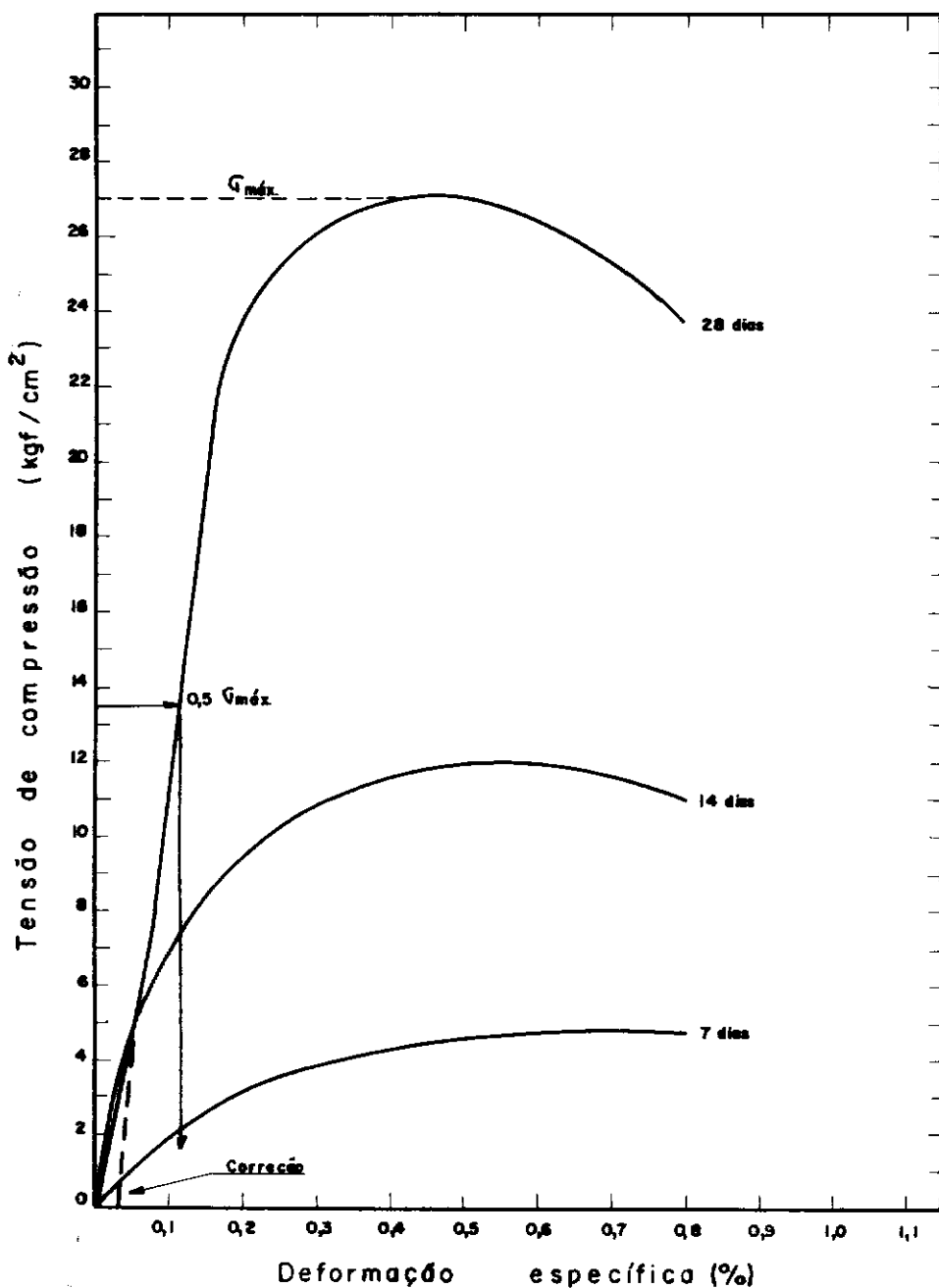


FIGURA 2A — CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO - DEFORMAÇÃO PARA A MISTURA 2 À 7, 14 E 28 DIAS DE CURA. ILUSTRANDO TAMBÉM O CASO DE CORREÇÃO DE CURVA E DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A $0,5 G_{máx.}$

T A B E L A 14

UMIDADES E DENSIDADES ADOTADAS COMO
REFERÊNCIA PARA MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

MISTURA	ESFORÇO NORMAL		ESFORÇO INTERMEDIÁRIO	
	Umidade (%)	Densidade (g/cm ³)	Umidade (%)	Densidade (g/cm ³)
1	10,0	1,914	9,8	1,926
2	9,6	1,930	9,6	1,928
3	7,3	2,078	7,0	2,087

C A P Í T U L O 8

8. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados dos ensaios e as discussões dos mesmos são apresentados neste capítulo. Os dados são mostrados em forma de gráficos e tabelas.

8.1 - Durabilidade

8.1.1 - Método ABCP

Os resultados dos ensaios de durabilidade por desgaste à escovagem, após cada ciclo de molhagem e secagem são apresentados na figura 3 e na tabela 15. A percentagem de desgaste é a relação entre o peso seco do material que foi retirado por escovagem do corpo de prova, e o seu peso seco inicial de moldagem. A perda de peso foi avaliada após cada ciclo de molhagem, secagem e escovagem.

O método utilizado prevê que no cálculo final do desgaste se compute a percentagem de água incorporada por reações ocorridas desde a moldagem. Para solos do tipo A-3 (misturas 1 e 2) e A-1-b (mistura 3) esta percentagem é igual a 1,5% do peso seco a 110°C do corpo de prova após 12 ciclos de molhagem, secagem e escovagem. Para os cálculos foi considerado que este ganho de peso de água foi proporcional ao passar dos ciclos de molhagem, secagem e escovagem.

Analisando a figura 3 e a tabela 15 vê-se que as três misturas apresentam um desgaste elevado nos primeiros ciclos em relação aos demais ciclos. Este fato leva a pensar que a temperatura de secagem (71°C) beneficia as misturas acelerando a velocidade de reação, apesar de que durante este período a água

absorvida evapora não permitindo assim um maior aproveitamento da temperatura elevada para ganho mais rápido de resistência.

O desgaste máximo permitido após 12 ciclos, para misturas de solo-cimento com solos do tipo A-3 (misturas 1 e 2) e A-1-b (mistura 3) é de 14%. Utilizando estes critérios de solo-cimento para avaliar as misturas estudadas, a mistura 1 mostrou má durabilidade a mistura 2 não atendeu à exigência ultrapassando somente em 0,8% a percentagem máxima permitida e a mistura 3 teve uma boa durabilidade.

O elevado desgaste sofrido pela mistura 1 pode ser justificado pela baixa resistência que apresenta aos 7 dias de cura, que corresponde ao início dos ensaios. As melhores performances apresentadas pelas misturas 2 e 3 são devidas à adição de cimento e à substituição da areia por brita e mais a adição de cimento. A melhor durabilidade da mistura 3 em relação a 2 pode ser explicada pelo fato que, a substituição da areia por brita diminui a superfície específica da mistura mas o teor de reagentes (cal + cinza volante + cimento) continua o mesmo. Resulta então um maior número de ligações entre os grãos de areia, seja uma argamassa mais forte. Além disso na abrasão por escovagem, as pedras expostas na superfície não perdem peso.

8.1.2 - Método Iowa

Os resultados do método Iowa aplicado às misturas 1, 2 e 3 para 4, 8 e 12 ciclos estão apresentados nas tabelas 16 e 17 e figuras 4 e 5.

A figura 4 e a tabela 16 mostram que, à medida que se aumenta o número de ciclos, diminui o quociente da resistência. A mistura 2 mostra uma pequena discrepância, porque o quociente da resistência para 8 ciclos é menor que o de 12 ciclos mas isto pode ser atribuído à tolerância dada ao valor da resistência.

As indicações de valor mínimo do quociente de resistência para a durabilidade de corpos de prova submetidos a ci-

culos de gelo e degelo é de 80% (4, 6, 8). Admitindo este valor para secagem e molhagem as misturas 2 e 3 atendem a este requisito.

A figura 5 e a tabela 17 mostram que as misturas estudadas, mesmo quando suportam os efeitos de molhagem e secagem, aumentam a resistência porém não tanto quanto as curadas em câmara úmida.

A má performance da mistura 1 pode ser atribuída à sua baixa resistência aos 14 dias de cura normal, que corresponde ao início dos ciclos de molhagem e secagem.

8.1.3 - Método do Autor

Os resultados do método de durabilidade estudado pelo autor estão expostos na tabela 18.

Tomando novamente 80%, como o valor mínimo, para o quociente de resistência, as misturas 1 e 2 apresentam má durabilidade. A causa mais provável deste baixo quociente de resistência apresentado pelas duas misturas é a influência dos períodos de secagem prolongados de 13 dias. Durante este tempo os corpos de prova perdem muita umidade por evaporação, sendo também provável que parte da cal sofra carbonatação, diminuindo assim a possibilidade de ganho de resistência. A possibilidade de carbonatação é mais acentuada por ser de secagem o primeiro período de 13 dias de cura. Neste intervalo as reações, entre a cal e a cinza volante, estão começando a se processar existindo assim maior quantidade de cal por reagir e por isso sujeita à carbonatação.

A causa para explicar a melhor performance da mistura 3 pode ser a sua menor porosidade, o que faz com que a perda de água por evaporação seja mais lenta dispondo assim mais água para as reações. Além disso a mistura 3 é mais rica em reagentes, pois possui um mesmo teor de reagentes para uma menor superfície específica, em relação às outras misturas.

8.2 - Módulo de Elasticidade

8.2.1 - Módulo de Elasticidade Estático

Os valores do módulo de elasticidade estático são mostrados separadamente nas figuras 6, 7 e 8 para as misturas 1, 2 e 3, respectivamente, e na figura 9, em conjunto, para comparação. A tabela 19 apresenta os valores dos módulos de elasticidade para as três misturas.

Os valores obtidos aos 90 dias se enquadram dentro da faixa de 35.000 a 175.000 kgf/cm² (5). A comparação dos valores obtidos com aqueles fornecidos pela tabela 2 (8) mostra que as misturas alcançam um bom módulo de elasticidade (maior que 35.000 kgf/cm²) em idades diferentes.

A velocidade inicial de aumento de módulo de elasticidade tem valores diferentes para as três misturas, crescendo na ordem: mistura 1, 2 e 3. A mistura 2 tem maior velocidade inicial de crescimento do módulo de elasticidade estático que a mistura 1 devido a adição de cimento, e a mistura 3 maior que a 1 e 2 por ter além da adição de cimento a substituição da areia por brita, o que torna a mistura mais estável. Isto pode ser observado na figura 9.

Cumprir notar que o módulo de elasticidade estático de misturas solo-cimento, apresenta um grande crescimento inicial, diminuindo em seguida (21).

8.2.2 - Módulo de Elasticidade Dinâmico

As figuras 10, 11, 12 e 13 mostram os resultados obtidos de módulo de elasticidade dinâmico para as misturas 1, 2 e 3 em separado e, em conjunto, para comparação. A tabela 20 fornece os valores obtidos para as três misturas.

A análise do módulo de elasticidade dinâmico com o tempo, para cada uma das misturas, mostra que, após certo período

de cura, o valor do módulo de elasticidade tem um crescimento lento. Isto ocorre para diferentes idades, sendo por volta de 45, 35 e 30 dias, respectivamente, para as misturas 1, 2 e 3. Comportamento semelhante foi observado em ensaios não destrutivos para concreto (18) e misturas solo-cimento (21). Em outro estudo feito com misturas solo-cal-cinza volante foi utilizado um solo A-7 e um A-2-6 com vários teores de cal e cinza volante, e fêz-se medições de frequência fundamental de ressonância transversal em vigas de 2,5 x 2,5 x 10 cm (18). Neste caso também foi observado comportamento semelhante ao obtido no presente trabalho.

O módulo de elasticidade dinâmico alcança, para uma mesma idade, valores mais elevados na ordem mistura 1, 2 e 3, coincidindo com a ordem de melhoria das misturas. A melhor qualidade de uma mistura sendo avaliada em função da durabilidade e do ganho de resistência. A figura 13 revela que a partir do momento em que há o decréscimo acentuado da taxa de crescimento do módulo de elasticidade dinâmico, é esta taxa aproximadamente a mesma para as três misturas, seja as linhas paralelas.

8.2.3 - Correlação entre os Módulos de Elasticidade Estático e Dinâmico

A correlação entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico está apresentada nas figuras 14, 15 e 16, respectivamente, para as misturas 1, 2 e 3 e na figura 17, em conjunto, para comparação. A figura 18 mostra, para as três misturas, a evolução dos módulos dinâmico e estático com o tempo de cura, até 90 dias.

Após o módulo de elasticidade estático atingir determinado valor, a correlação entre o módulo de elasticidade estático e dinâmico permanece pouco variável para as três misturas. A partir deste ponto as curvas de correlação tendem a se tornarem paralelas entre si.

A diferença entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico é muito grande para idades pequenas. O módulo de elasticidade dinâmico é sempre maior que o estático para o período de cura estudado. Uma explicação pode ser encontrada no modo pelo qual é solicitado o corpo de prova num e noutro ensaio; no dinâmico, por ressonância, ao induzirem-se vibrações, não se está de fato carregando o corpo de prova e, portanto, deformando-o; ao passo que no estático as cargas são elevadas e as deformações produzidas também (18).

Como observação segundo o trabalho de FELT e ABRAMS (21) para misturas de solo cimento o módulo de elasticidade estático é cerca de 60 a 75% do valor do módulo de elasticidade dinâmico. Foi obtido no presente estudo a 14 dias relações de 6%, 11% e 13% para as misturas 1, 2 e 3, respectivamente, e aos 90 dias 58%, 66% e 84%. Ainda desta mesma publicação (21) pode-se observar que o módulo de elasticidade estático e dinâmico têm formatos de curva semelhantes, quando plotados em função do tempo, o que não ocorre com este estudo.

8.3 - Resistências à Compressão Axial Simples e Resistência a Tração por Compressão Diametral

As resistências à compressão simples e diametral são apresentadas correlacionadas entre si. Na correlação foram utilizados os dados obtidos com corpos de prova curados normalmente em câmara úmida e os que foram submetidos a ciclos de molhagem e secagem pelo método Iowa e pelo estudado pelo autor. As figuras 19, 20 e 21 e tabelas 21, 22 e 23 apresentam as correlações para as misturas 1, 2 e 3, e a figura 22 apresenta-as em conjunto para comparação.

Obteve-se bom grau de correlação para as retas traçadas pelo método dos mínimos quadrados, interpolando os pontos marcados em função das resistências à compressão simples e diametral para as mesmas idades.

As retas de correlação entre as resistências à compressão diametral e axial simples obtidas para as três misturas

tiveram inclinações de 16, 18 e 16%, respectivamente, para as misturas 1, 2 e 3. Estes valores estão acima dos valores indicados em bibliografias para misturas solo-cal-cinza volante (8) e mesmo para misturas de solo-cimento (22).

Analisando a figura 22 vê-se que a reta da mistura 3 está deslocada das demais. Este fato pode ser atribuído ao efeito da brita. Na resistência à compressão axial simples a brita funciona como elemento estrutural, pois o plano de ruptura ao passar pelas pedras tende a cisalhá-las, o que não ocorre quando a compressão é diametral e o corpo rompe à tração.

Nas figuras 23, 24 e 25 são apresentadas as curvas tempo "versus" resistência à compressão simples para as misturas 1, 2 e 3, respectivamente, e na figura 26, em conjunto, para comparação.

Analisando os gráficos vemos que as misturas ganham resistência de modo diferente com o tempo. A diferença de comportamento deve-se ao efeito do cimento como aditivo na mistura 2 e da substituição da areia por brita e adição de cimento na mistura 3.

Segundo YANG (7) uma mistura de (cal-cimento) - cinza volante-areia nas proporções 4:12:84 para base deve dar de 56 a 84 kgf/cm² aos 90 dias de cura à temperatura de 21°C. Para sub-base o mesmo autor diz que uma proporção dos mesmos materiais de 3,5:12:84,5 para as mesmas temperatura e idade de cura deve dar uma resistência entre 42 e 70 kgf/cm².

Podemos comparar estes valores acima com os obtidos com as misturas 1 e 2, que são misturas que se assemelham às citadas. Para as misturas 1 e 2 curadas a 24 + 2°C durante 90 dias obteve-se 83 e 91 kgf/cm² respectivamente. Isto permite que se use as misturas 1 e 2 tanto para base como para sub-base.

8.4 - Correlação entre os Módulos de Elasticidade e as Resistências

As figuras 27 a 34 apresentam as correlações entre os módulos de elasticidade estáticos e dinâmicos e as resistências a compressão axial simples e diametral.

O estudo da figura 30 quanto à correlação módulo de elasticidade estático com resistência à compressão axial simples apresenta o efeito da brita deslocando a curva da mistura 3, em relação às curvas das misturas 1 e 2. Isto mostra que o módulo de elasticidade estático é função, entre outros fatores, da rigidez do material da matriz da mistura. Na figura 34 onde a brita não tem influência sobre a compressão diametral, para uma mesma resistência diametral o módulo de elasticidade cresce na ordem de mistura 1, 2 e 3. Esta ordem coincide com a de melhoria de misturas, realizadas pela adição de cimento na mistura 2 e a substituição de areia por brita mais a adição de cimento na mistura 3. Isto faz com que as misturas 2 e 3 tenham mais produto cimentante (cal + cinza volante e cimento) por grão de agregado (areia e brita).

A análise das figuras 30 e 34 quanto ao módulo de elasticidade dinâmico e as resistências à compressão axial simples e diametral mostram comportamento semelhante das três misturas para os dois tipos de ensaio. Nos dois casos, após as resistências alcançarem certos valores, há uma diminuição da taxa de crescimento do módulo de elasticidade dinâmico, que alcança valores mais altos conforme a mistura tenha a adição de cimento (mistura 2) ou a substituição de areia por brita e mais a adição de cimento (mistura 3).

8.5 - Cálculo de Tensões pela Teoria de elasticidade de Burmister para Três Camadas

O cálculo de tensões pela teoria de elasticidade, estabelecida por Burmister para um pavimento de 3 camadas, foi aplicado a uma seção típica de pavimento onde se fez uso dos mó-

dulos de elasticidade estático das misturas 1, 2 e 3.

As espessuras do revestimento e da base e os módulos de elasticidade do revestimento, base e subleito foram escolhidos tentando simular o pavimento da pista experimental do IPR-DNER em Santa Catarina.

A seção típica de cálculo, onde estão indicadas todas as variáveis de cálculo, está representada na figura 35. As variáveis tiveram os seguintes valores:

a) pressão do pneu (p) $5,62 \text{ kgf/cm}^2$ (80 psi)

b) a carga aplicada (P) 4.082 kgf (9.000 libras)

c) o raio do círculo de contato (a) foi calculado, dando um valor de 15,2 cm.

d) a espessura de revestimento (h_1) valores de 5 e 10 cm, enquanto a espessura da camada de base (h_2) teve valor fixo de 20 cm.

e) o módulo de elasticidade do revestimento 30.000 kgf/cm^2 .

f) o módulo de elasticidade da base (E_2) teve valor variável segundo o tipo de mistura (1, 2 e 3) e o tempo de cura (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 dias) conforme a tabela 19.

g) o módulo de elasticidade do subleito (E_3) 1.500 kgf/cm^2 (CBR aproximadamente 15).

h) os coeficientes de Poisson (μ_1 , μ_2 e μ_3) foram tomados como iguais a 0,5 para que se pudesse utilizar as tabelas de cálculo disponíveis (23, 24).

Os resultados obtidos são mostrados nas tabelas 24, 25 e 26 respectivamente para as misturas 1, 2 e 3. Os valores com o sinal (-) indicam tração. Analisando as tabelas acima

quanto às duas tensões principais, σ_{r2b} e σ_{z2} , pode-se dizer:

a) a tensão de tração na parte inferior da base σ_{r2b} aumenta à medida que cresce o módulo de elasticidade da base.

b) as tensões de tração σ_{r2b} para um mesmo módulo de elasticidade ou idade de cura da mistura considerada diminuem à medida que aumenta a espessura do revestimento.

c) a tensão transmitida ao subleito σ_{z2} diminui à medida que aumenta o módulo de elasticidade da base.

d) para um mesmo módulo de elasticidade da base, a tensão σ_{z2} diminui à medida que aumenta a espessura do revestimento.

Estas observações coincidem com as feitas por WHIFFIN e LISTER (25).

A tensão de tração desenvolvida na parte inferior da base se assemelha à resistência à tração no ensaio à flexão. Esta resistência pode ser tomada como o dobro da resistência à compressão diametral (8). Com isso e utilizando dados das tabelas 21 a 26 pode-se montar as tabelas 27, 28 e 29, respectivamente, para as misturas 1, 2 e 3 onde a resistência à tração por flexão é igual ao dobro da resistência à compressão diametral, para as mesmas idade de cura e mistura. Nestas tabelas são mostrados os níveis de tensão desenvolvidos na fase inferior da base, a idades de cura diferentes, dividindo-se a tensão σ_{r2b} pela resistência a tração por flexão.

Pode-se considerar um nível de tensão máximo igual a 0,50 suficiente para suportar as repetições de carga impostas ao pavimento. Com este nível de tensão uma mistura de 82% de agregado, 14% de cinza volante e 4% de cal após 28 dias de cura suportou em torno de 2×10^5 repetições de carga a razão de 450 ciclos por minuto (26).

Analisando as tabelas 27, 28 e 29 vê-se que o nível

de tensão diminui com o aumento do período de cura e da espessura do revestimento. As misturas 1, 2 e 3 atingem níveis de tensão menores ou igual a 0,5 às idades diferentes, para uma mesma espessura de revestimento. Quando com 5 cm de revestimento a mistura 1 atinge nível de tensão menor ou igual a 0,5 somente após os 28 dias, a mistura 2 antes de 28 dias e a mistura 3 antes mesmo dos 7 dias de cura. Quando o revestimento for de 10 cm, um nível de tensão menor ou igual a 0,5 é atingido aos 28 dias pela mistura 1, antes dos 28 dias pela mistura 2 e antes dos 7 dias pela mistura 3.

Com o fim apenas ilustrativo e tomando como critério de comparação a igualdade de tensões transmitidas ao subleito, pode-se comparar uma base granular com uma base pozolânica para um mesmo subleito e revestimento. Calculou-se as tensões transmitidas ao subleito tomando os mesmos dados de subleito e revestimento utilizados na análise feita anteriormente, mas adotando uma base granular com módulo de elasticidade igual a 8.000 kgf/cm^2 , verificou-se então que, para um revestimento de 5 cm, uma base granular de 40 cm de espessura equivale aproximadamente a uma base pozolânica de 20 cm, construída com as misturas 1 ou 2 e curada durante 90 dias; e a mesma espessura de base granular com 10 cm de revestimento equivale, aproximadamente, a uma base de 20 cm de material pozolânico, construída com a mistura 3 curada durante 90 dias, e 5 cm de revestimento.

Estes resultados ilustram o fato de que, as tensões verticais transmitidas ao subleito diminuem muito quando se tem uma base cimentada (comparando-se a uma granular); isto, porém, às expensas da tensão normal radial elevada na parte inferior da base. O quociente σ_{r2b}/RTF é mais baixo para a espessura de revestimento maior. Também se verifica a necessidade de cura prolongada para que esse quociente seja compatível com a resistência à fadiga.

Todas essas anotações são conhecidas de Mecânica dos Pavimentos, apenas foram feitas aqui para situar a questão do ganho lento de resistência e de módulo elástico nestes tipos de mistura.

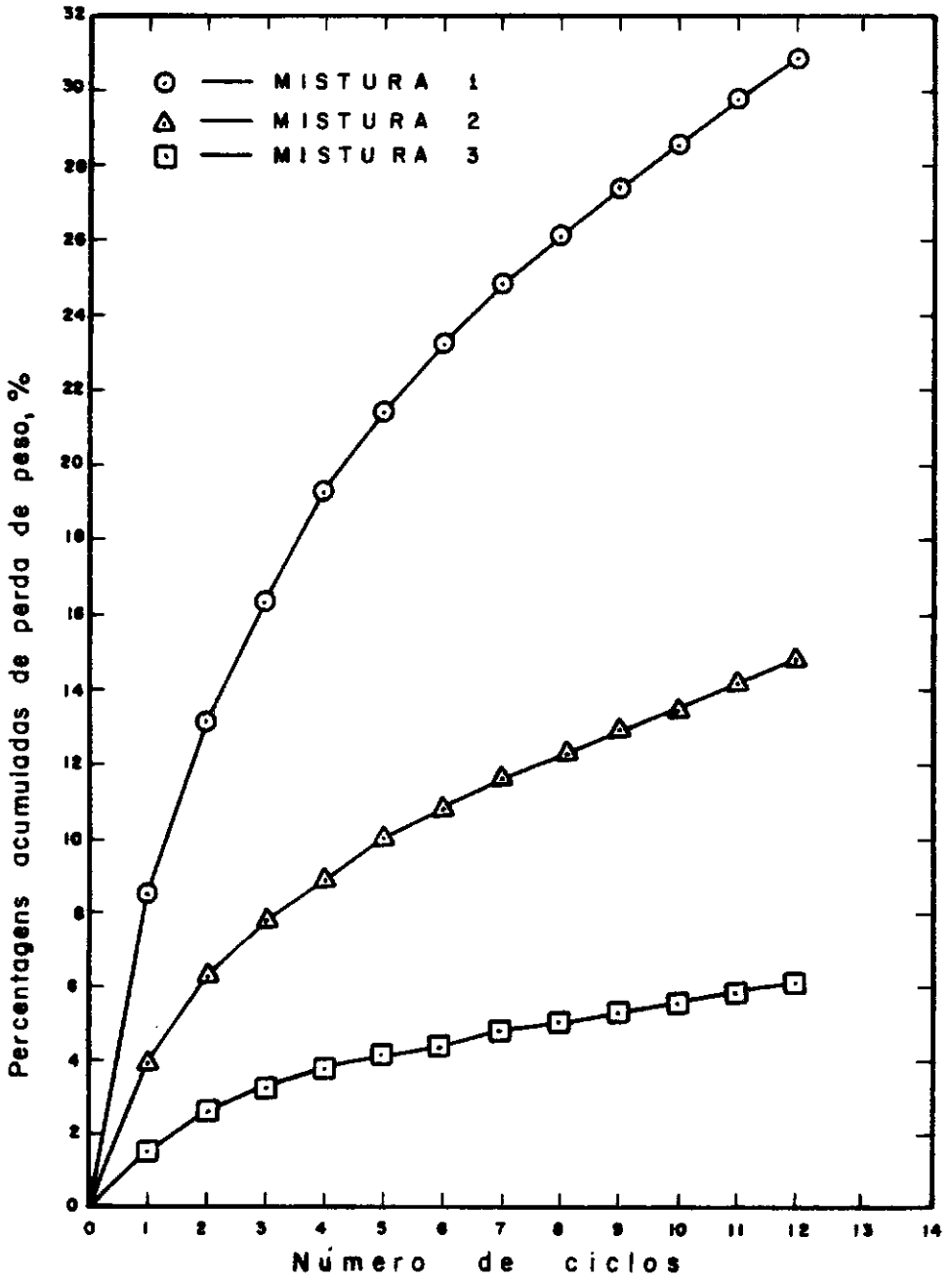


FIGURA 3 — ENSAIOS DE DURABILIDADE SEGUNDO O MÉTODO DA A.B.C.P. (CORPOS DE PROVA COMPACTADOS NA UMIDADE ÓTIMA E ESFORÇO NORMAL.)

T A B E L A 1 5

PERCENTAGENS SIMPLES E ACUMULADAS DE DESGASTE APÓS
CADA CICLO DE ESCOVAGEM
PARA AS MISTURAS 1, 2 E 3

CICLO	MISTURA 1		MISTURA 2		MISTURA 3	
	% Simples	% Acumulada	% Simples	% acumulada	% Simples	% acumulada
1	8,5	8,5	3,9	3,9	1,5	1,5
2	4,6	13,1	2,4	6,3	1,1	2,6
3	3,2	16,3	1,5	7,8	0,7	3,3
4	3,0	19,3	1,1	8,9	0,5	3,8
5	2,1	21,4	1,1	10,0	0,3	4,1
6	1,8	23,2	0,8	10,8	0,3	4,4
7	1,6	24,8	0,8	11,6	0,4	4,8
8	1,3	26,1	0,7	12,3	0,2	5,0
9	1,3	27,4	0,6	12,9	0,3	5,3
10	1,2	28,6	0,6	13,5	0,3	5,6
11	1,2	29,8	0,7	14,2	0,3	5,9
12	1,1	30,9	0,6	14,8	0,2	6,1

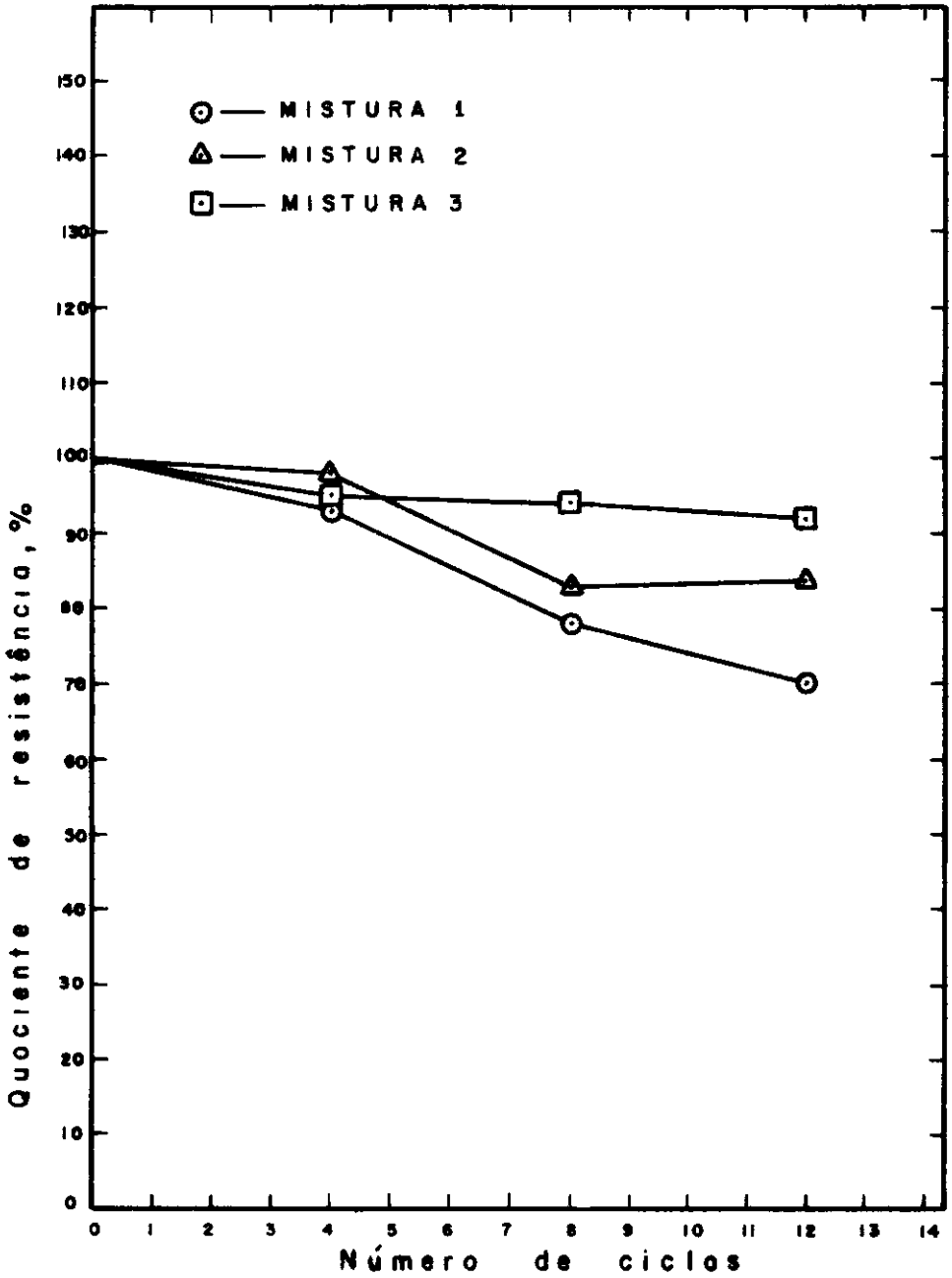


FIGURA 4 — ENSAIOS DE DURABILIDADE SE-
GUNDO O MÉTODO IOWA (CORPOS
DE PROVA COMPACTADOS NA UMI-
DADE ÓTIMA E ESFORÇO INTER-
MEDIÁRIO)

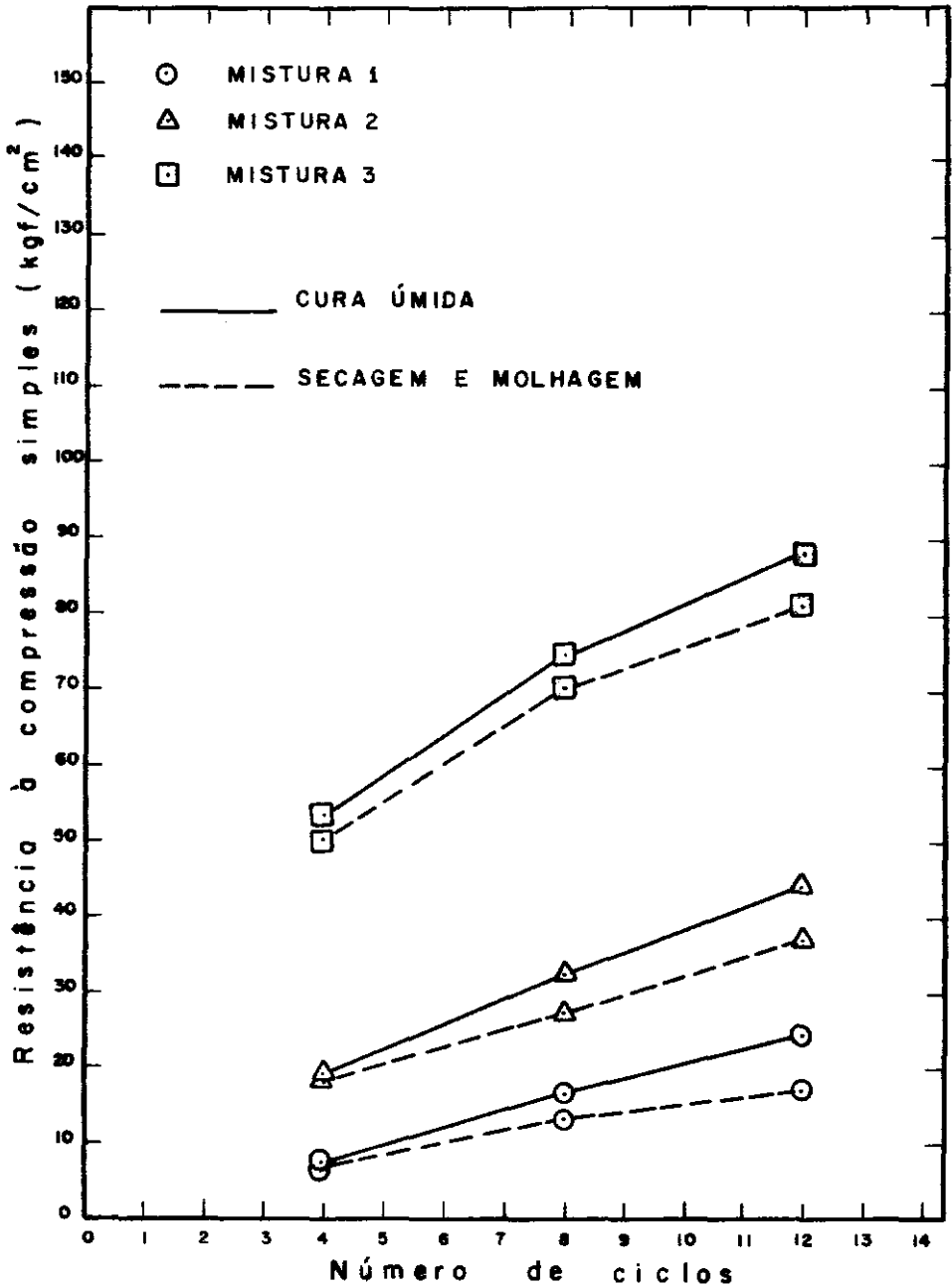


FIGURA 5 — COMPARAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DAS MISTURAS 1, 2 e 3 CURADAS EM CÂMARA ÚMIDA E SUBMETIDAS A CICLOS DE MOLHAGEM E SECAGEM PELO MÉTODO IOWA.

T A B E L A 1 6

RAZÕES DE RESISTÊNCIA PELO
MÉTODO IOWA PARA AS MISTURAS 1, 2 E 3

MISTURA	QUOCIENTE DE RESISTÊNCIA PARA		
	4 CICLOS (%)	8 CICLOS (%)	12 CICLOS (%)
1	93	78	70
2	98	83	84
3	95	94	92

T A B E L A 1 7

COMPARAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS DAS MISTURAS 1, 2 E 3 CURADAS EM CÂMARA ÚMIDA (Hu)
SUBMETIDAS A MOLHAGEM E SECAGEM PELO MÉTODO IOWA (Hs)

MISTURA	0 CICLOS	4 CICLOS		8 CICLOS		12 CICLOS	
	Hu (kgf/cm ²)	Hu (kgf/cm ²)	Hs (kgf/cm ²)	Hu (kgf/cm ²)	Hs (kgf/cm ²)	Hu (kgf/cm ²)	Hs (kgf/cm ²)
1	3,4	7,8	7,3	17,0	13,3	24,8	17,3
2	11,5	19,3	18,9	32,8	27,3	44,2	37,1
3	38,4	53,2	50,3	74,8	70,3	88,3	81,6

T A B E L A 1 8

QUOCIENTE DE RESISTÊNCIA PARA AS MISTURAS 1, 2 E 3,
ENSAIADAS PELO MÉTODO DE DURABILIDADE DO AUTOR

M I S T U R A	QUOCIENTE DE RESISTÊNCIA %
1	60
2	64
3	93

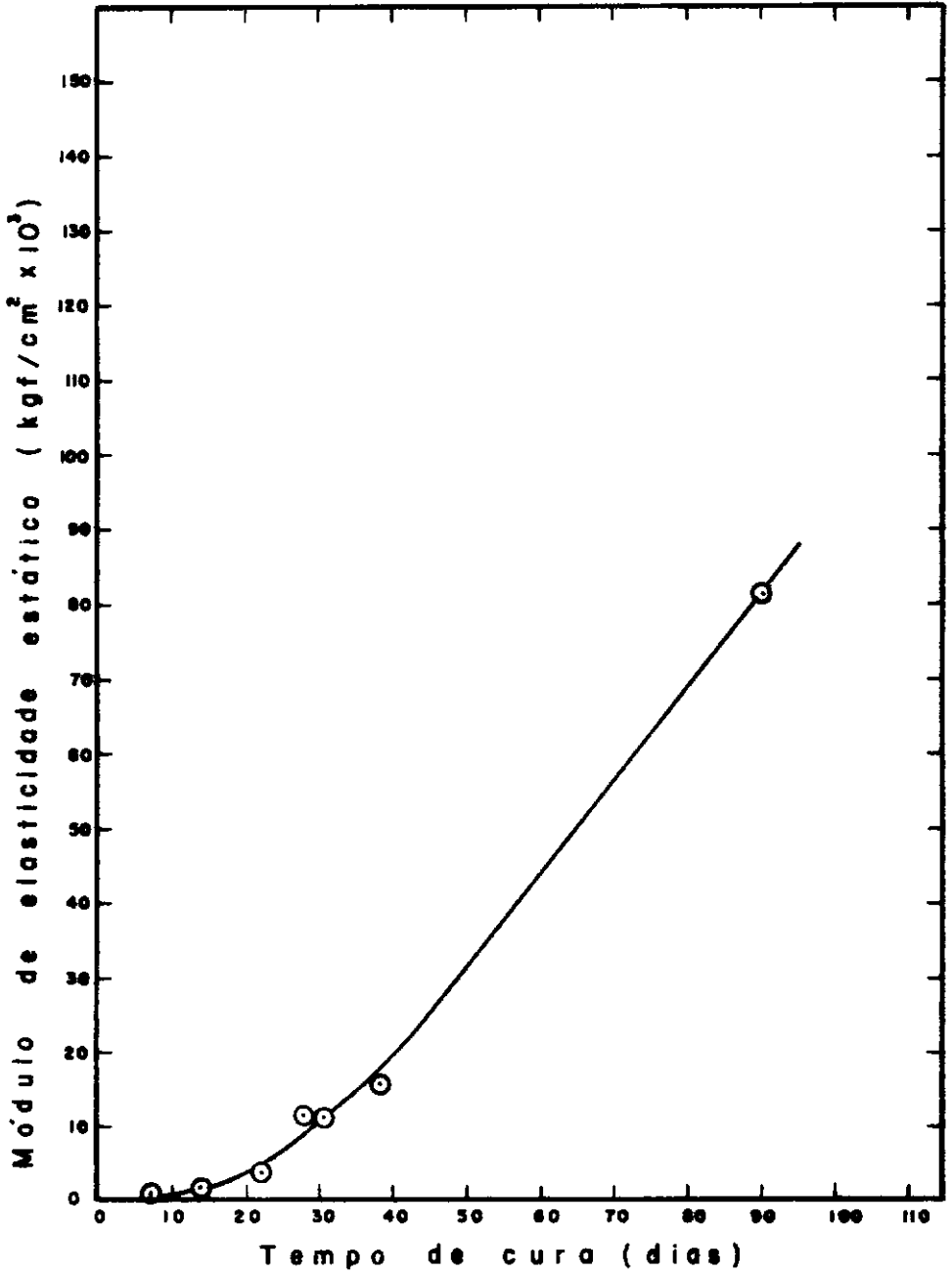


FIGURA 6 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO DA MISTURA 1, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

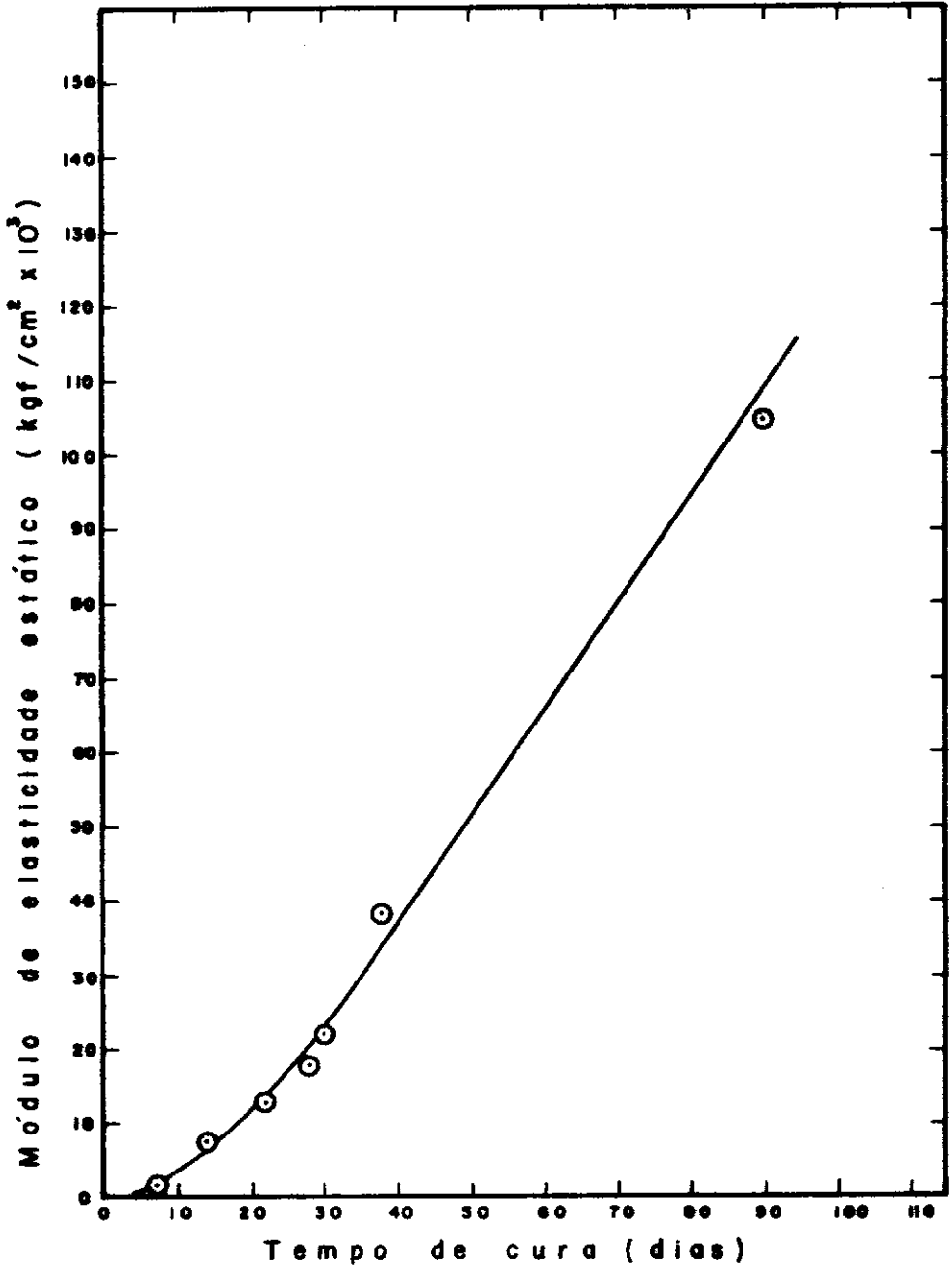


FIGURA 7 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO DA MISTURA 2, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

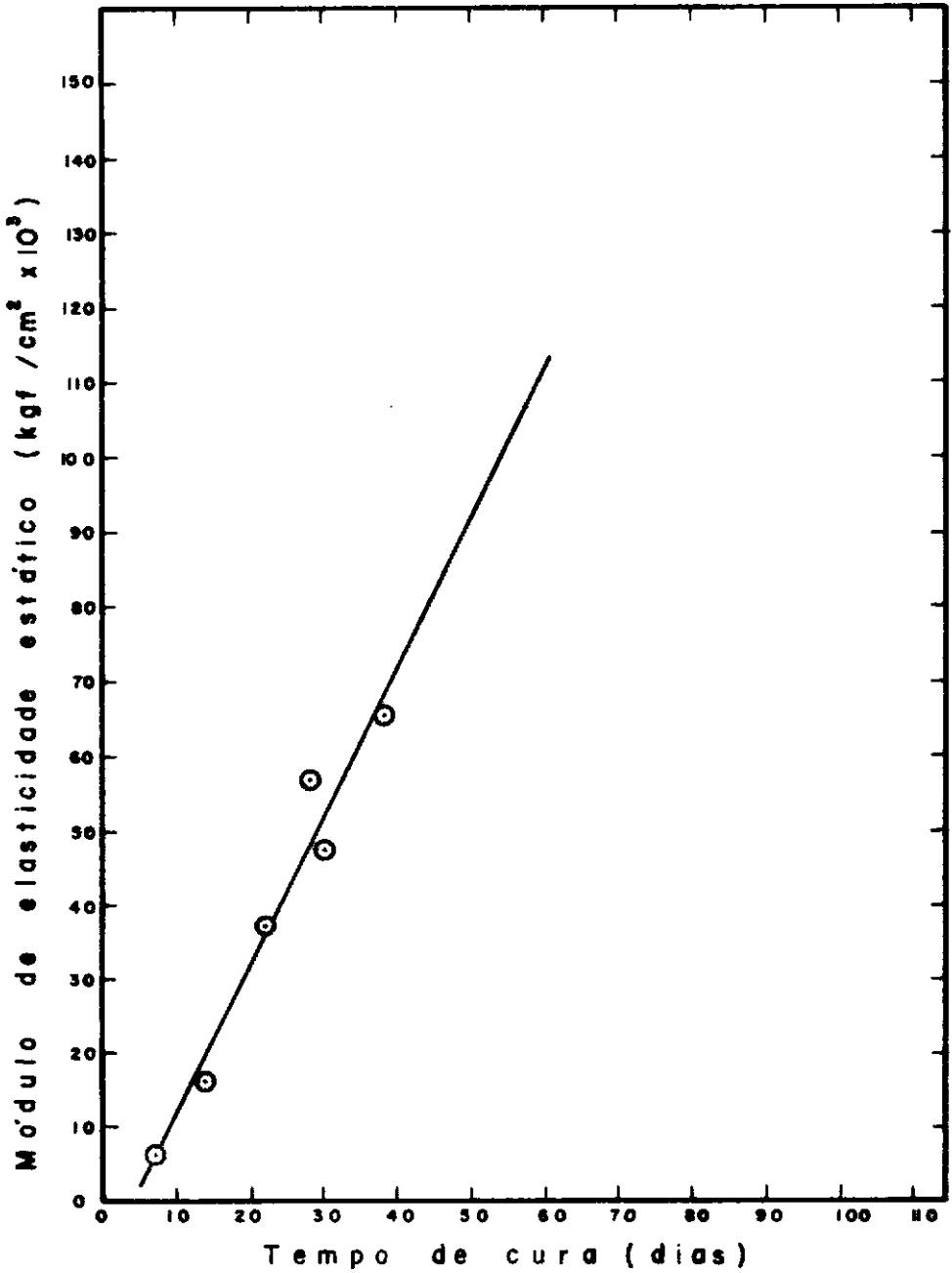


FIGURA 8 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7,14,22,28,30 e 38 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO DA MISTURA 3, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

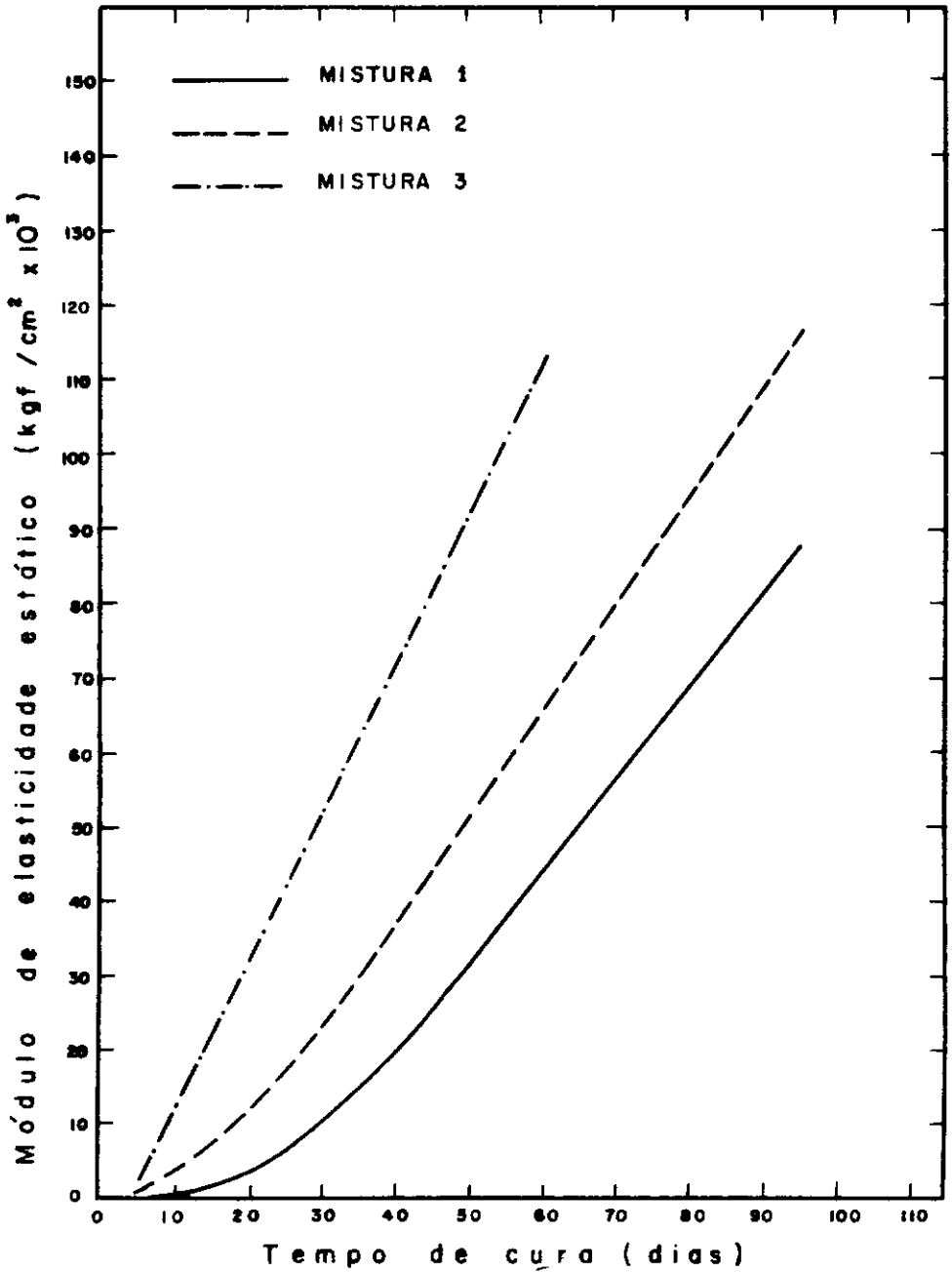


FIGURA 9 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA NO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO PARA AS MISTURAS 1,2 e 3.

T A B E L A 19

MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO PARA AS MISTURAS 1, 2 E 3

IDADES DE CURA (dias)	MISTURA 1 (kgf / cm ²)	MISTURA 2 (kgf / cm ²)	MISTURA 3 (kgf / cm ²)
7	200	1.800	6.100
14	1.300	7.300	16.000
22	3.500	12.800	37.300
28	11.700	17.500	57.000
30	11.300	22.000	47.500
38	15.300	38.000	66.000
90	80.000	100.000	150.000*

* Valor estimado através da correlação do módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático na Figura 17.

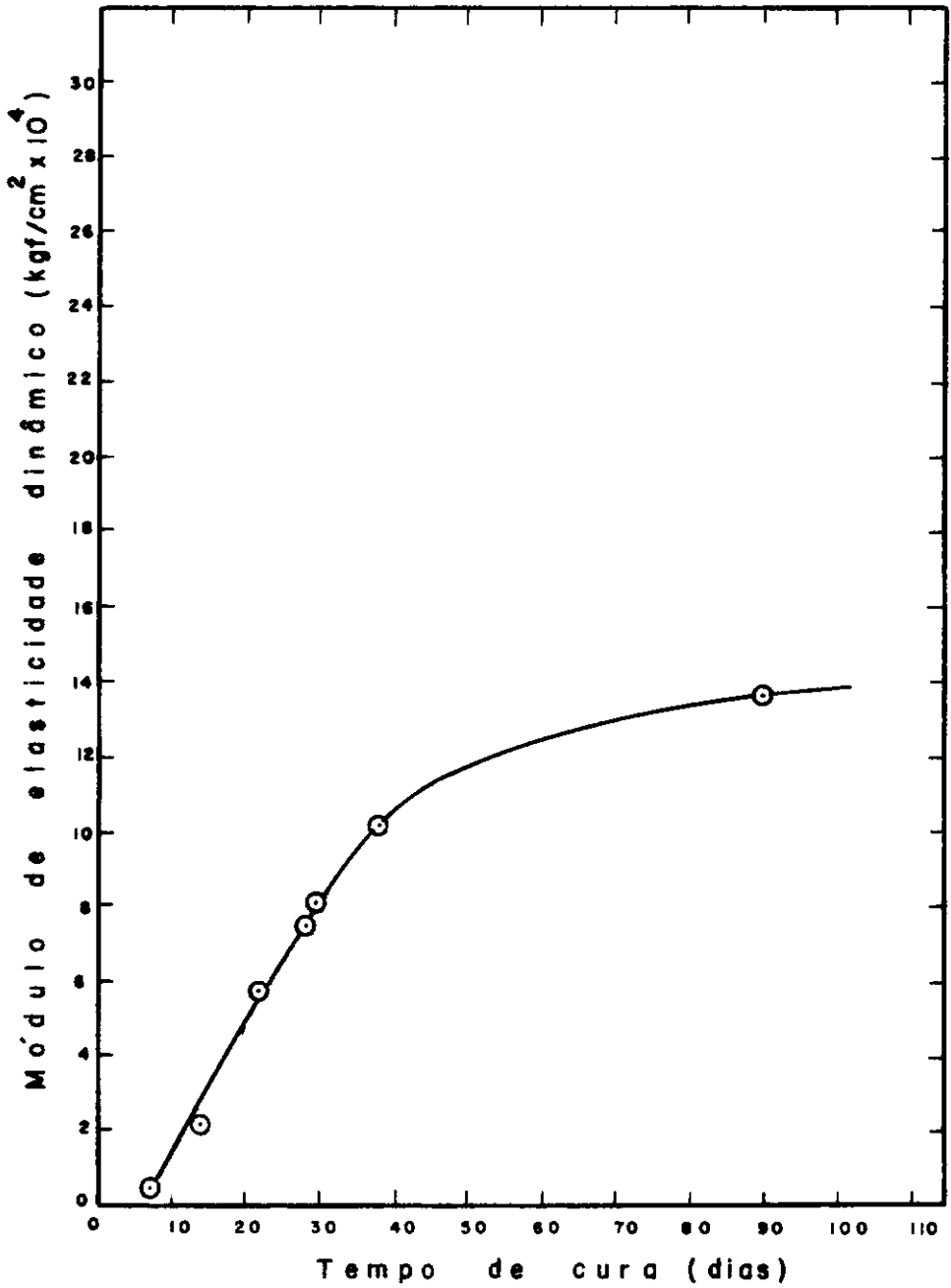


FIGURA 10 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA 1 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO

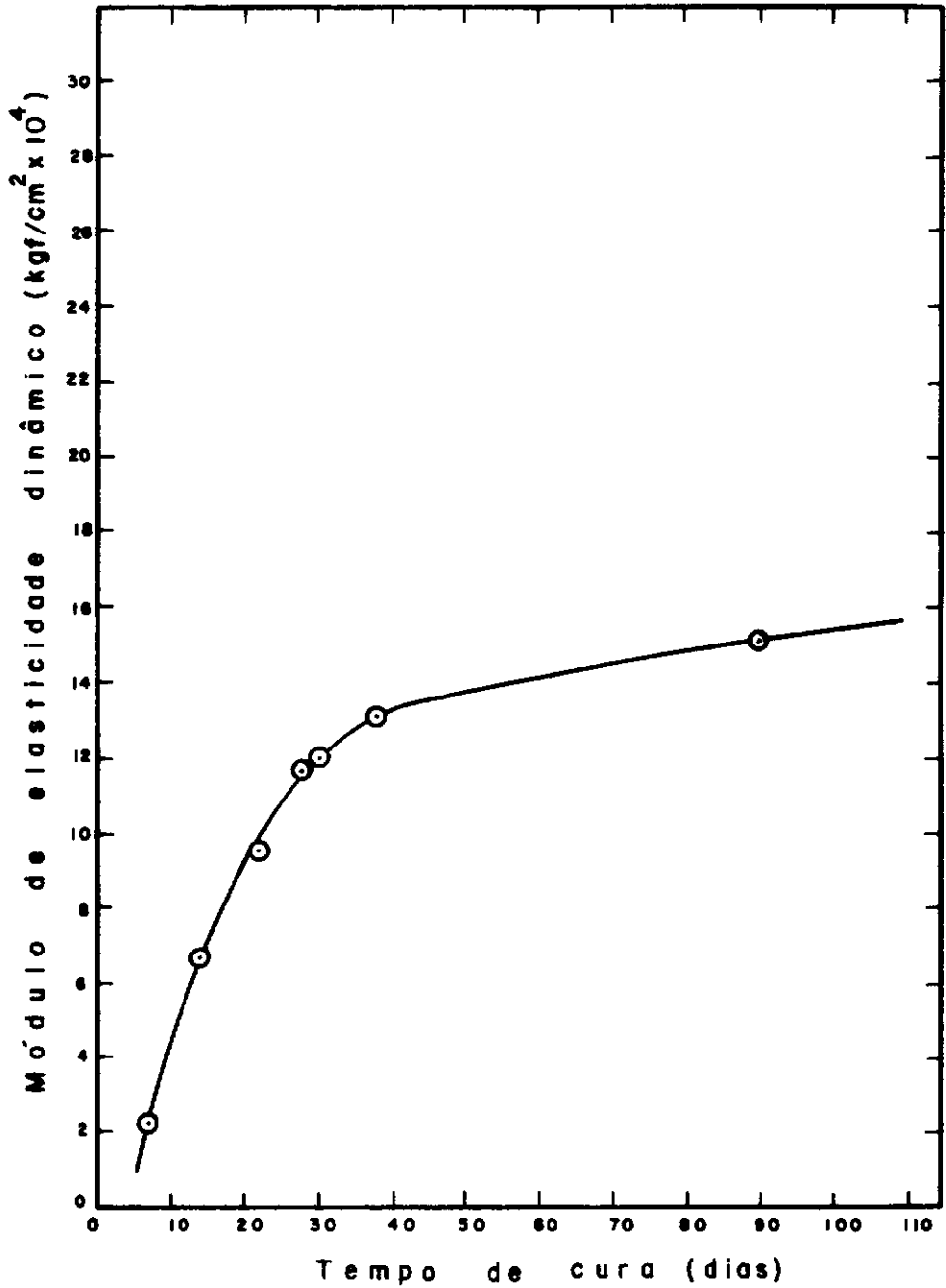


FIGURA II — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA 2 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO

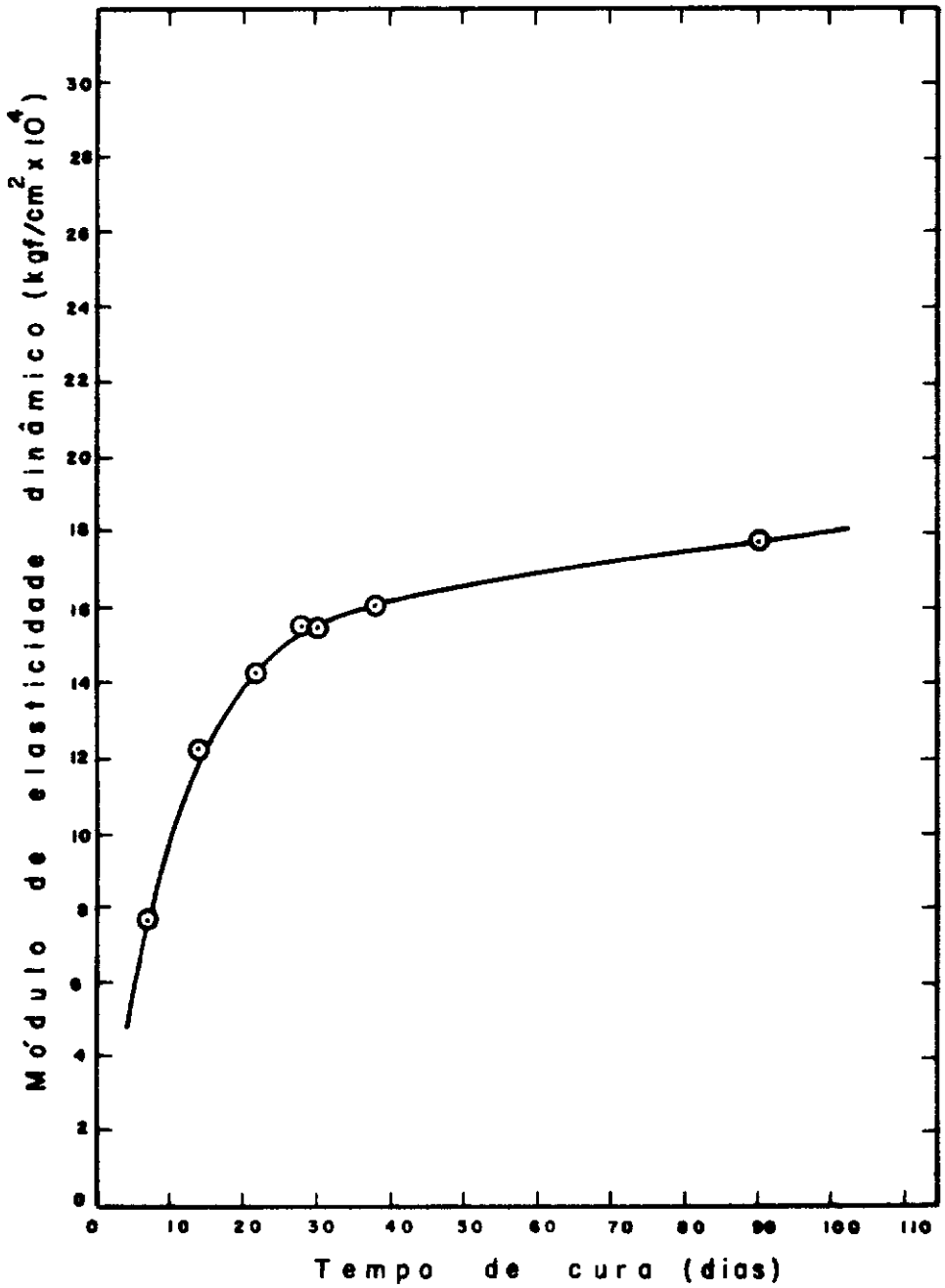


FIGURA 12 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS) NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA 3 COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO

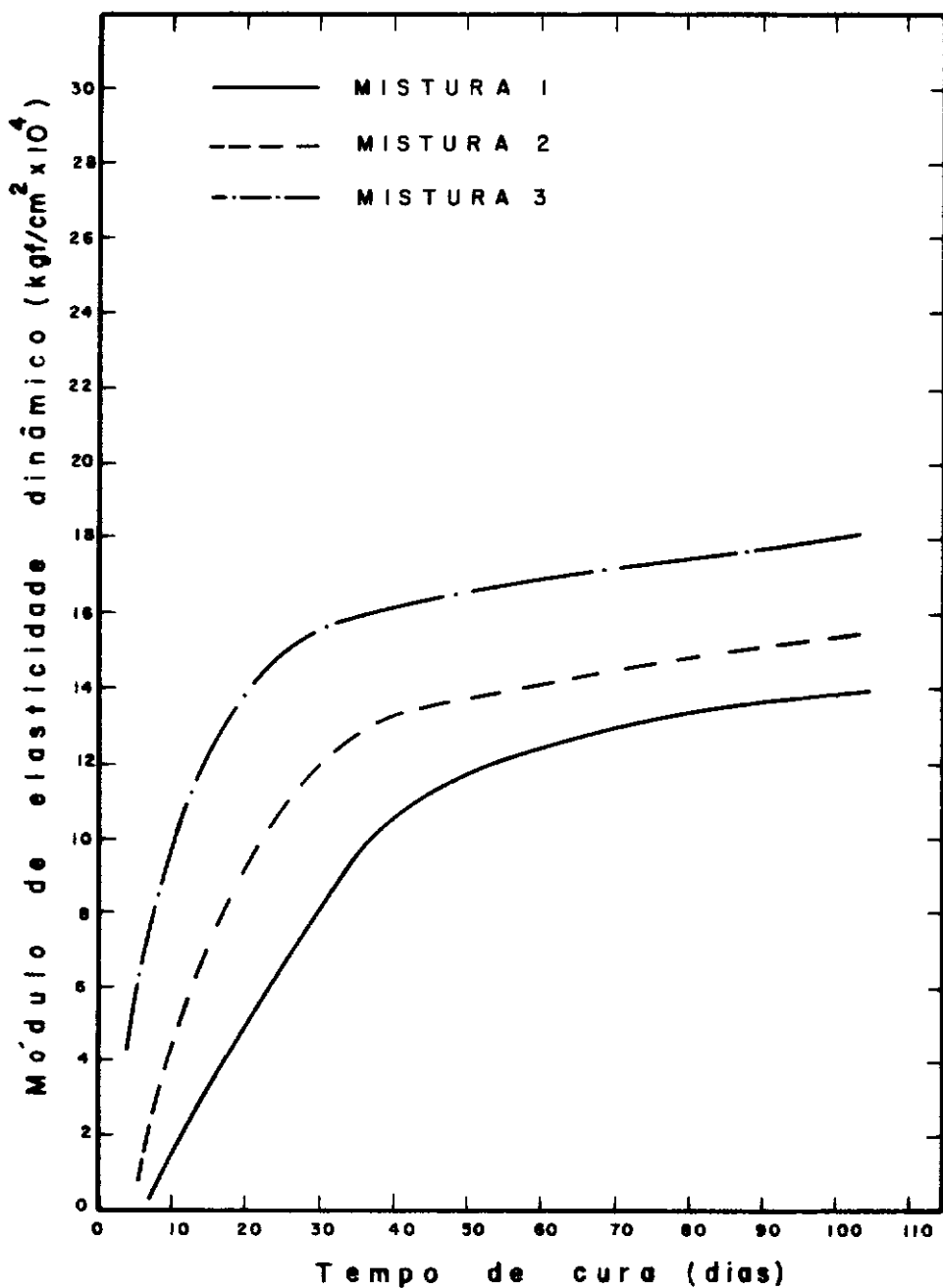


FIGURA 13 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA NO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DAS MISTURAS 1, 2 e 3.

T A B E L A 2 0

MÓDULOS DE ELASTICIDADE DINÂMICO PARA AS MISTURAS 1, 2 E 3
EM FUNÇÃO DA IDADE DE CURA

IDADES DE CURA (dias)	MISTURA 1 (kgf / cm ²)	MISTURA 2 (kgf / cm ²)	MISTURA 3 (kgf / cm ²)
7	5.400	22.300	76.600
14	21.200	67.000	122.000
22	51.500	96.000	142.000
28	72.000	118.000	154.000
30	80.000	120.000	154.000
38	103.000	131.000	160.000
90	136.000	151.000	178.000

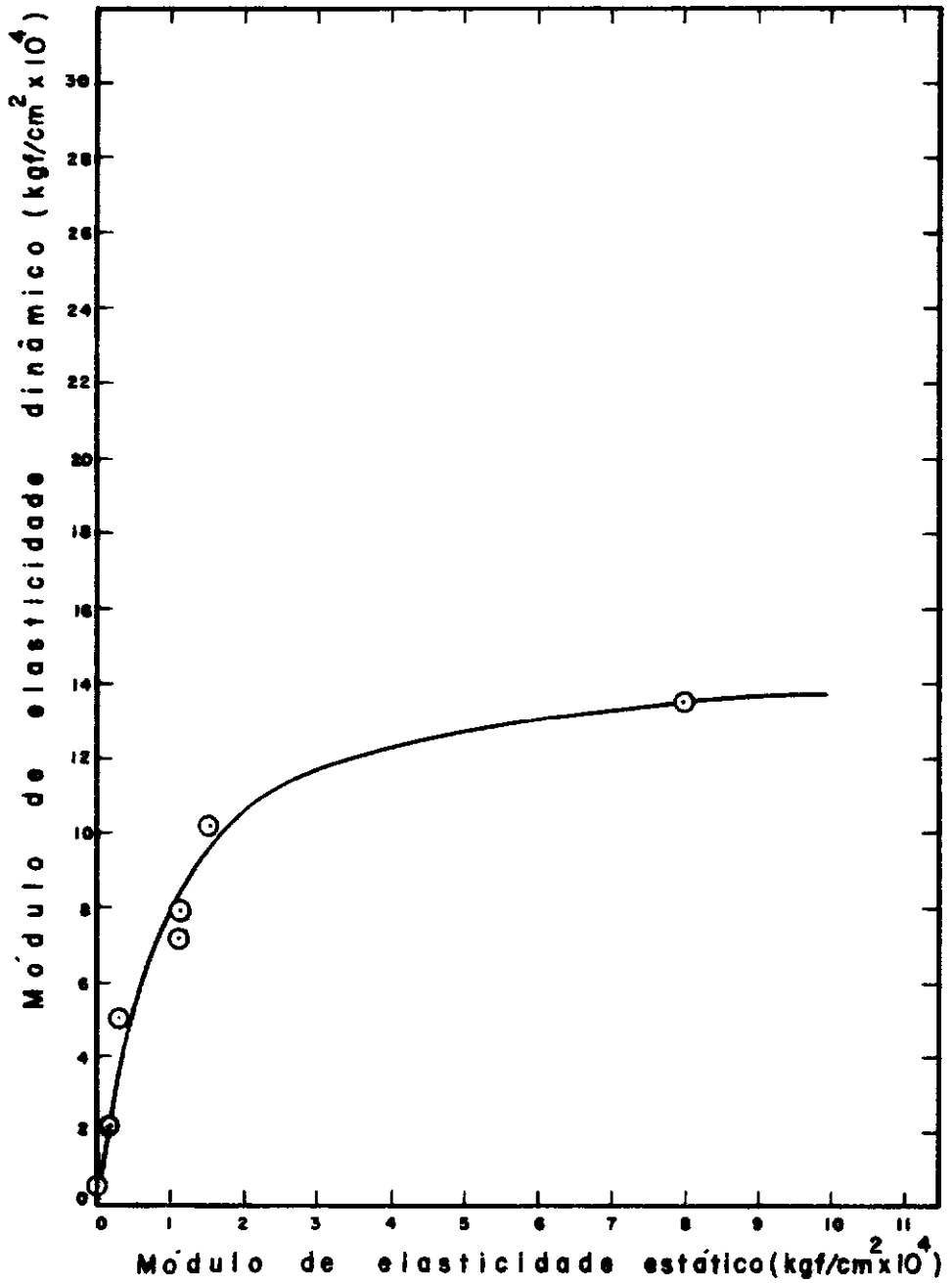


FIGURA 14 — CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA IDADES DE (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS), APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA I COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

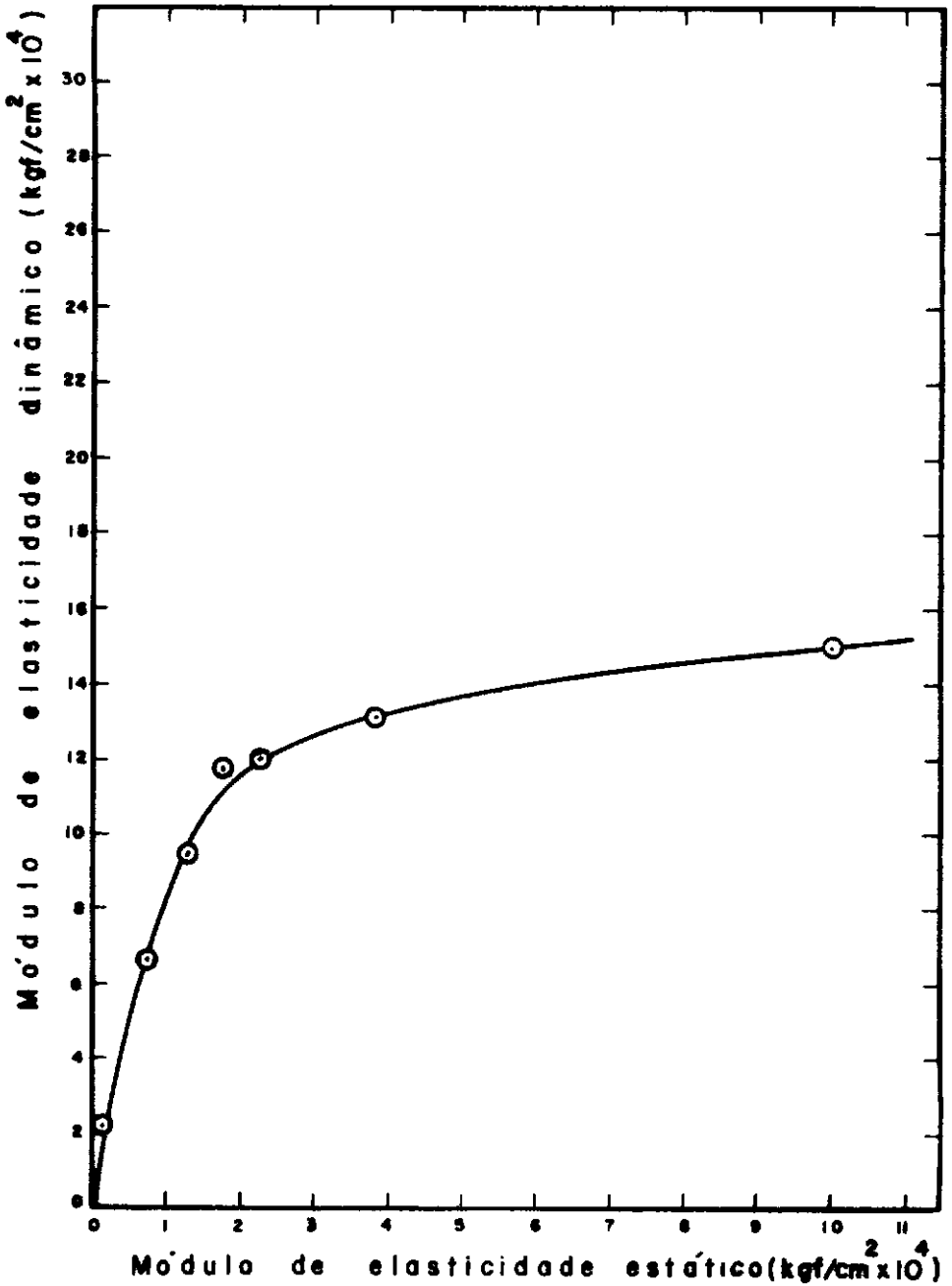


FIGURA 15 — CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA IDADES DE (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS), APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA 2 COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

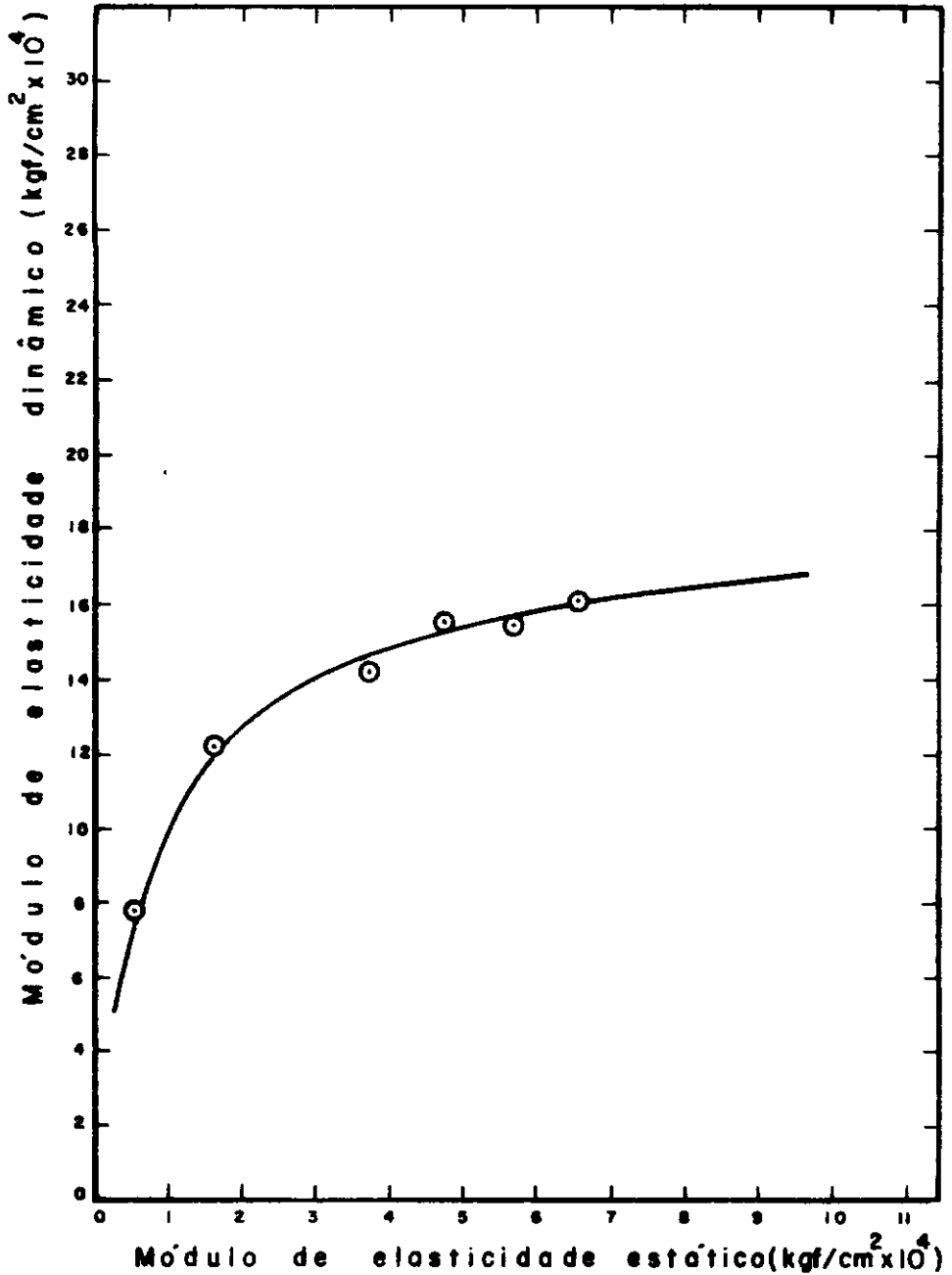


FIGURA 16 — CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA IDADES DE (7,14,22,28,30,36 e 90 DIAS), APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO. MISTURA 3 COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

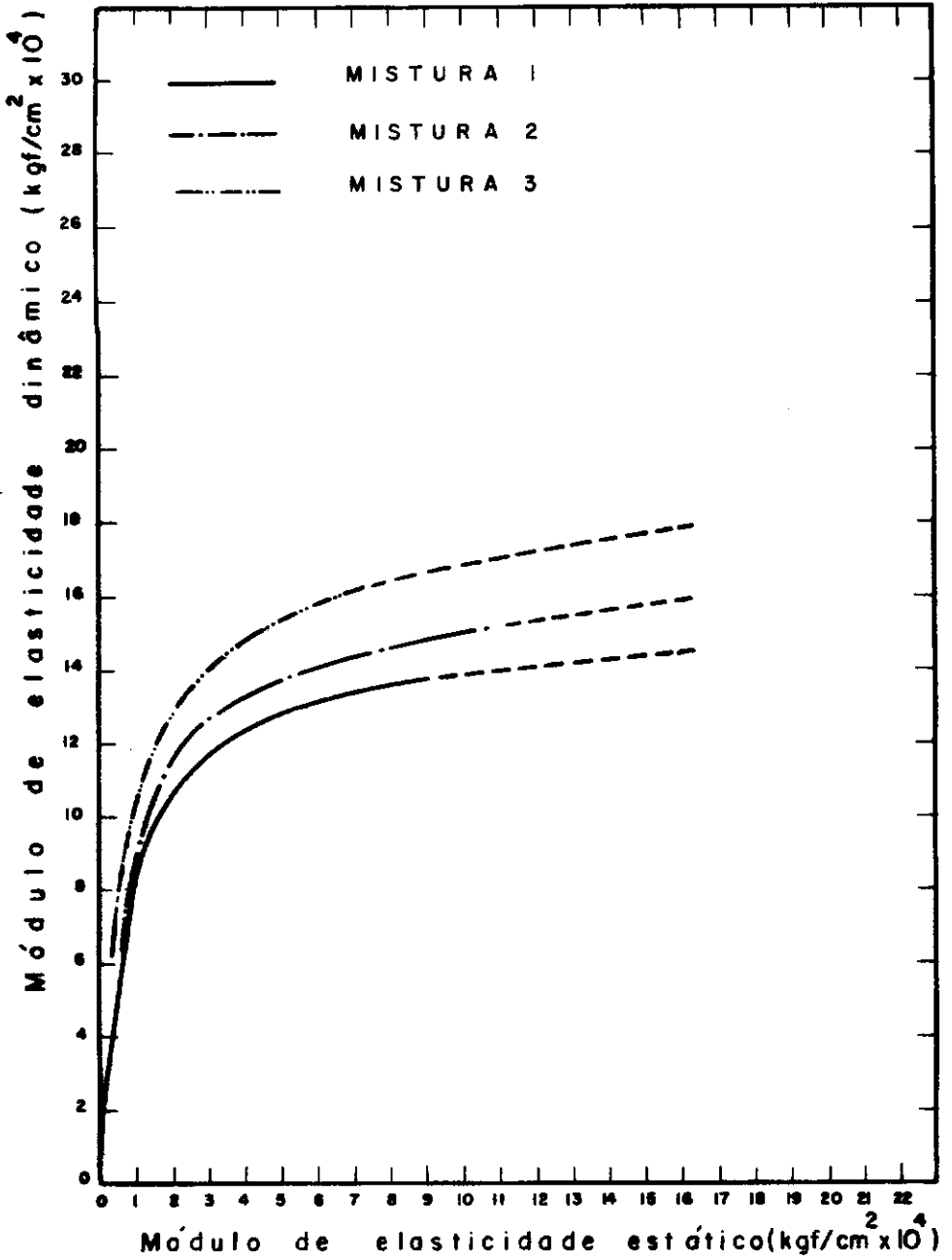


FIGURA 17 — CORRELAÇÃO ENTRE OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA AS MISTURAS 1, 2 e 3.

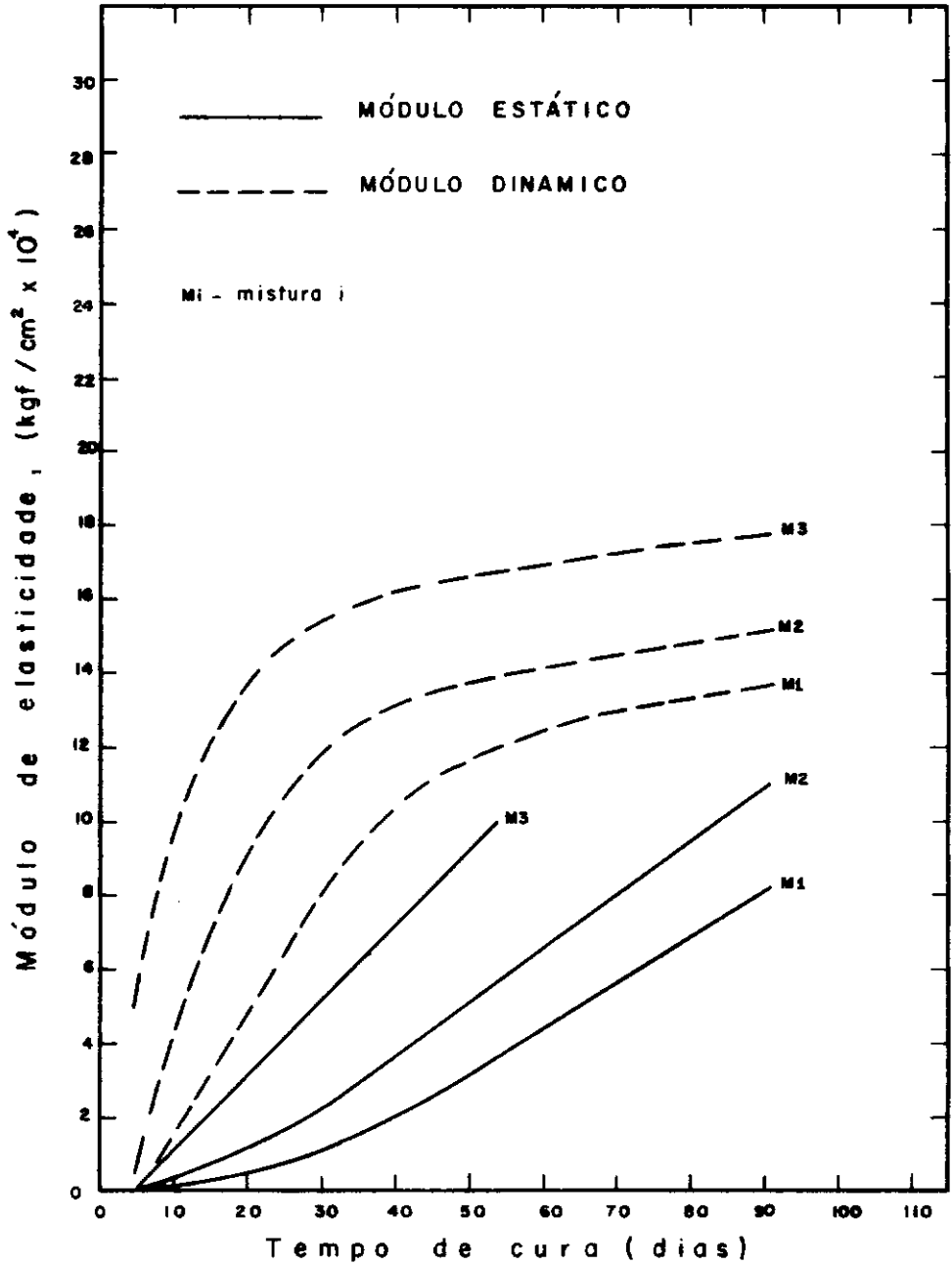


FIGURA 18 — MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA AS MISTURAS 1,2 e 3. UNIDADE ÓTIMA E ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

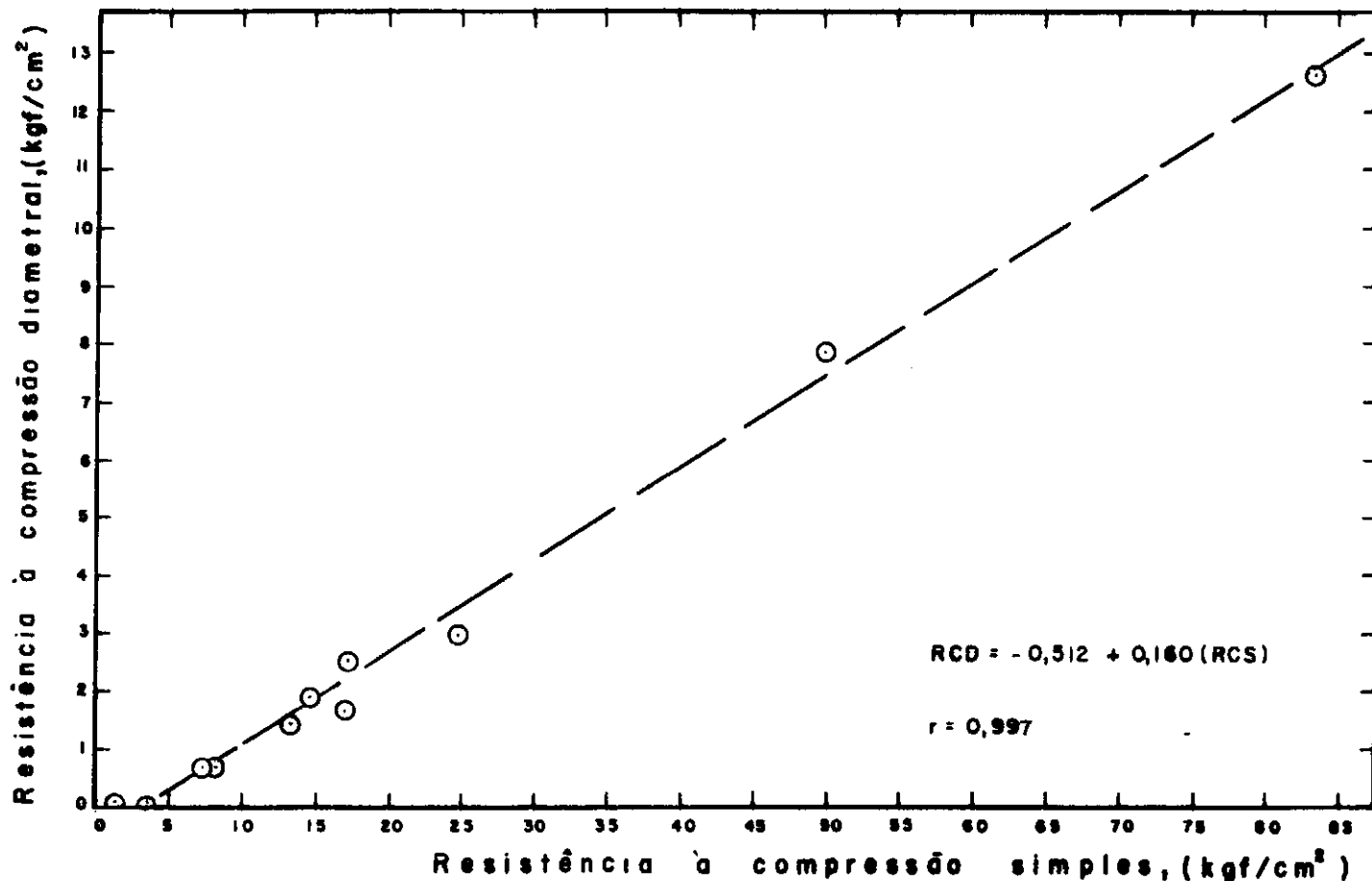


FIGURA 19 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA A MISTURA 1 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

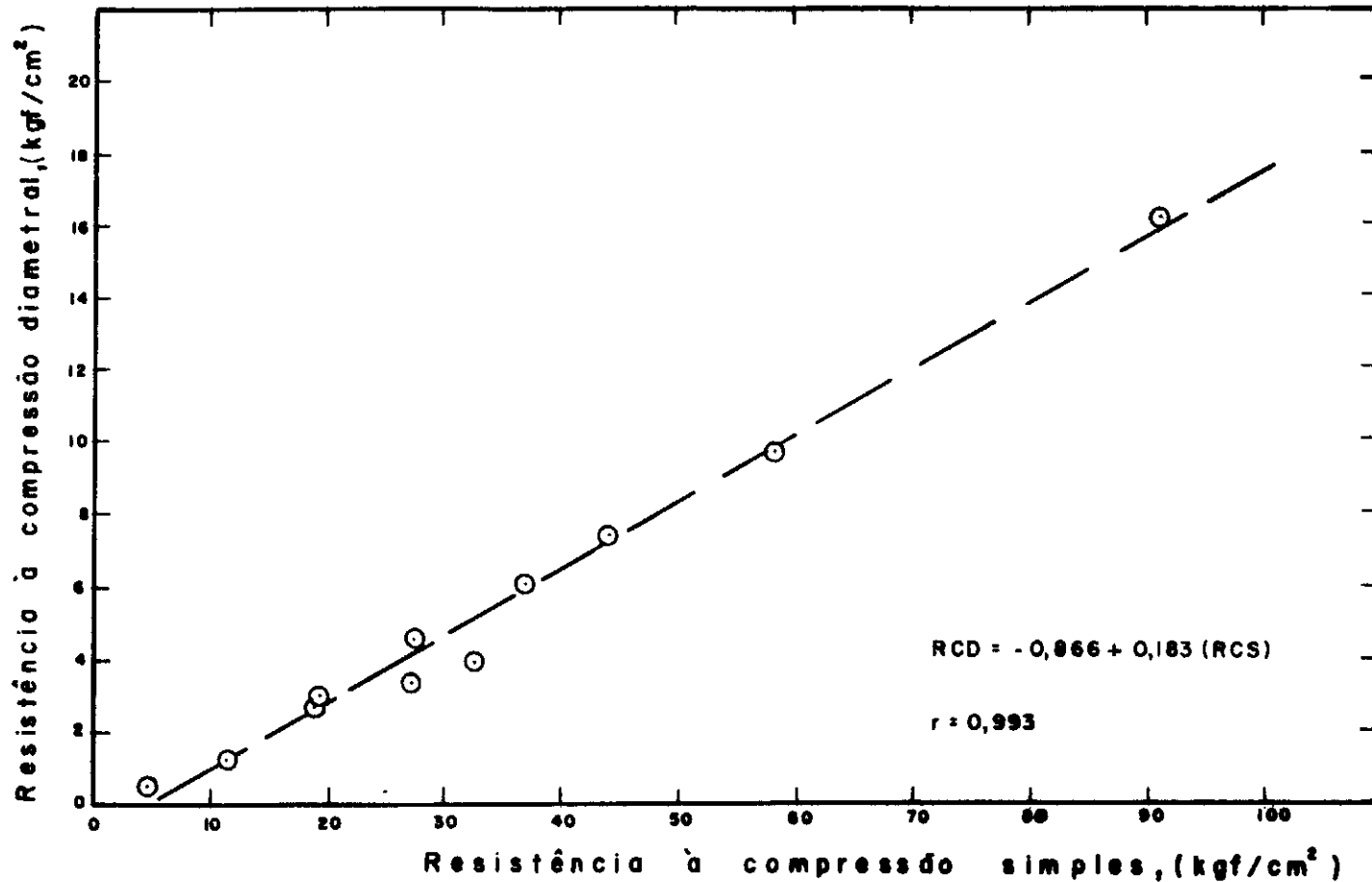


FIGURA 20 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA A MISTURA 2 COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

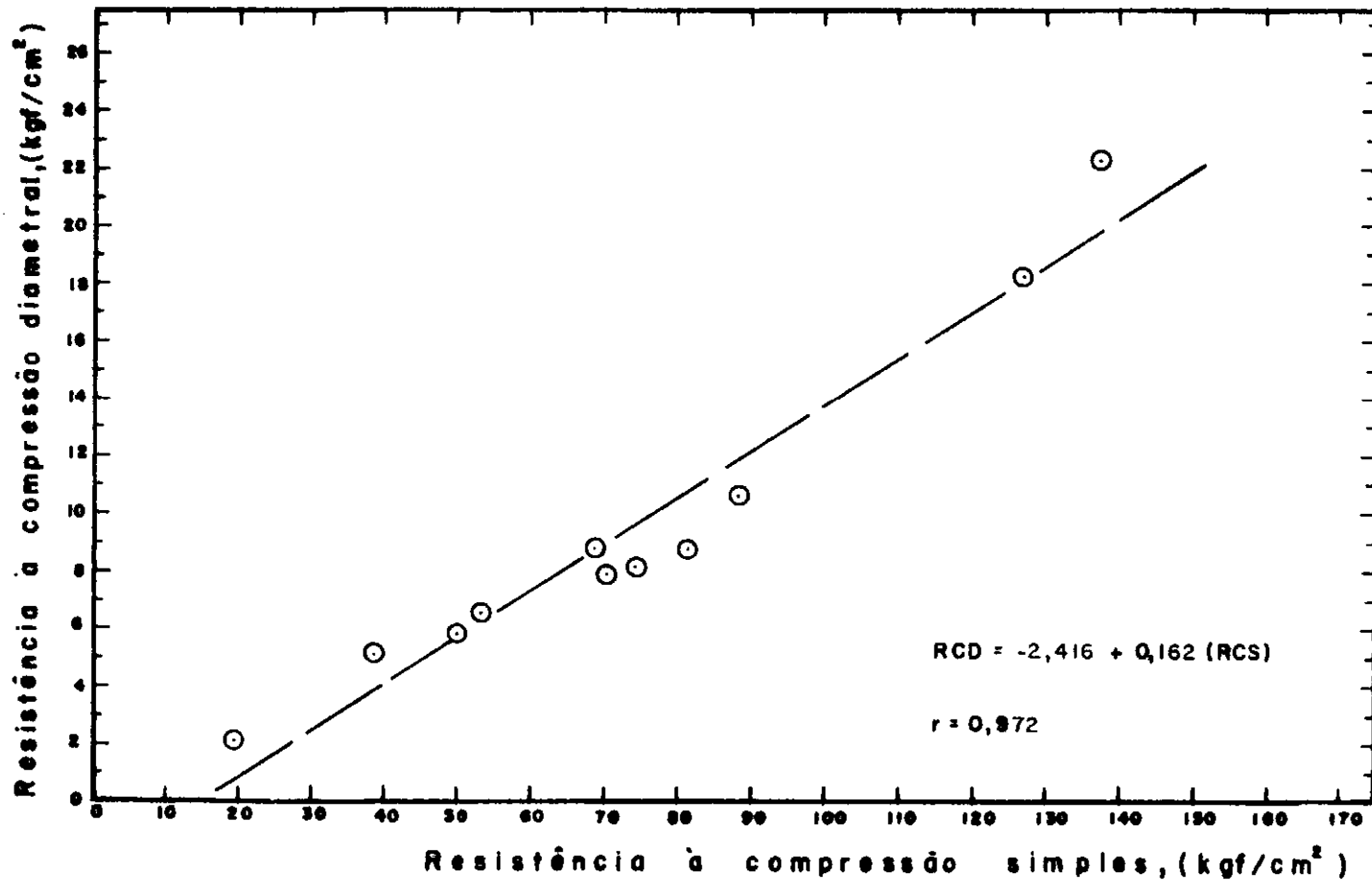


FIGURA 21 - CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA A MISTURA 3 COMPACTADA NA UNIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

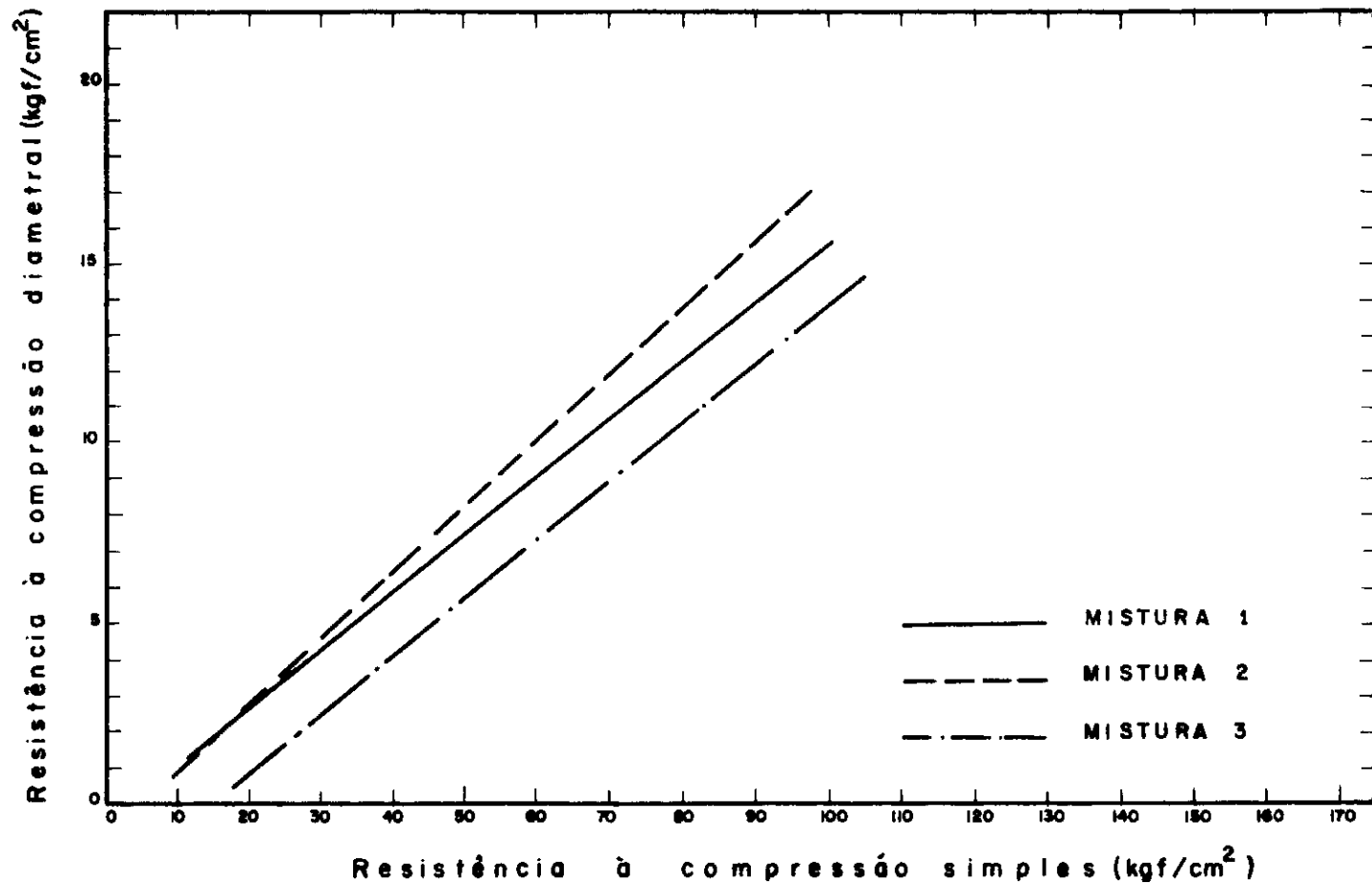


FIGURA 22 — CORRELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO SIMPLES E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA AS MISTURAS 1, 2 e 3.

T A B E L A 21

RESISTÊNCIAS A COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES (RCS) E DIAMETRAL (RCD)
PARA A MISTURA 1 A DIFERENTES IDADES DE CURA

IDADE DE CURA (dias)	CÂMARA ÚMIDA		MOLHAGEM E SECAGEM	
	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)
7	1,4	0,0	-	-
14	3,5	0,1	-	-
22	7,8	0,7	7,3	0,7
28	14,8	1,9	-	-
30	17,0	1,7	13,3	1,5
38	24,8	3,0	17,3	2,6
90	83,1	12,7	49,9	7,9

T A B E L A 2 2

RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES (RCS) E DIAMETRAL (RCD)
PARA A MISTURA 2 À DIFERENTES IDADES DE CURA

IDADE DE CURA (dias)	CÂMARA ÚMIDA		MOLHAGEM E SECAGEM	
	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)
7	4,7	0,5	-	-
14	11,5	1,3	-	-
22	19,3	3,0	18,9	2,7
28	27,6	4,6	-	-
30	32,8	4,0	27,3	3,4
38	44,2	7,4	37,1	6,1
90	91,1	16,2	58,3	9,7

T A B E L A 2 3

RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO AXIAL SIMPLES (RCS) E DIAMETRAL (RCD)
PARA A MISTURA 3 COM AS IDADES DE CURA

IDADE DE CURA (dias)	CÂMARA ÚMIDA		MOLHAGEM E SECAGEM	
	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)	RCS (kgf/cm ²)	RCD (kgf/cm ²)
7	19,6	2,2	-	-
14	38,4	5,1	-	-
22	53,2	6,6	50,3	5,8
28	69,2	8,8	-	-
30	74,8	8,2	70,3	7,9
38	88,3	10,6	81,6	8,8
90	137,2	22,3	127,0	18,3

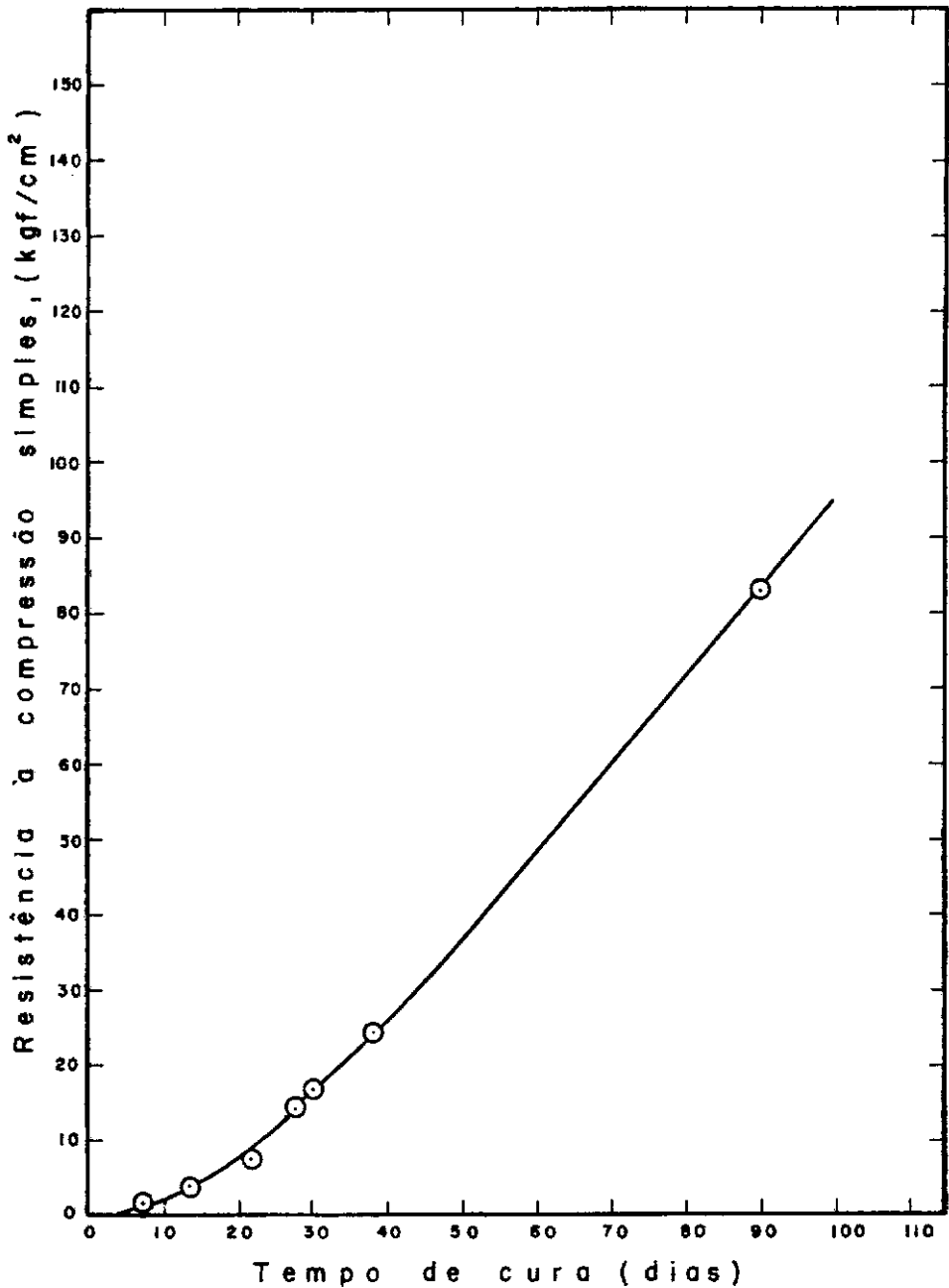


FIGURA 23 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7,14,22,28,30,38 e 90 DIAS) NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, DA MISTURA 1 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

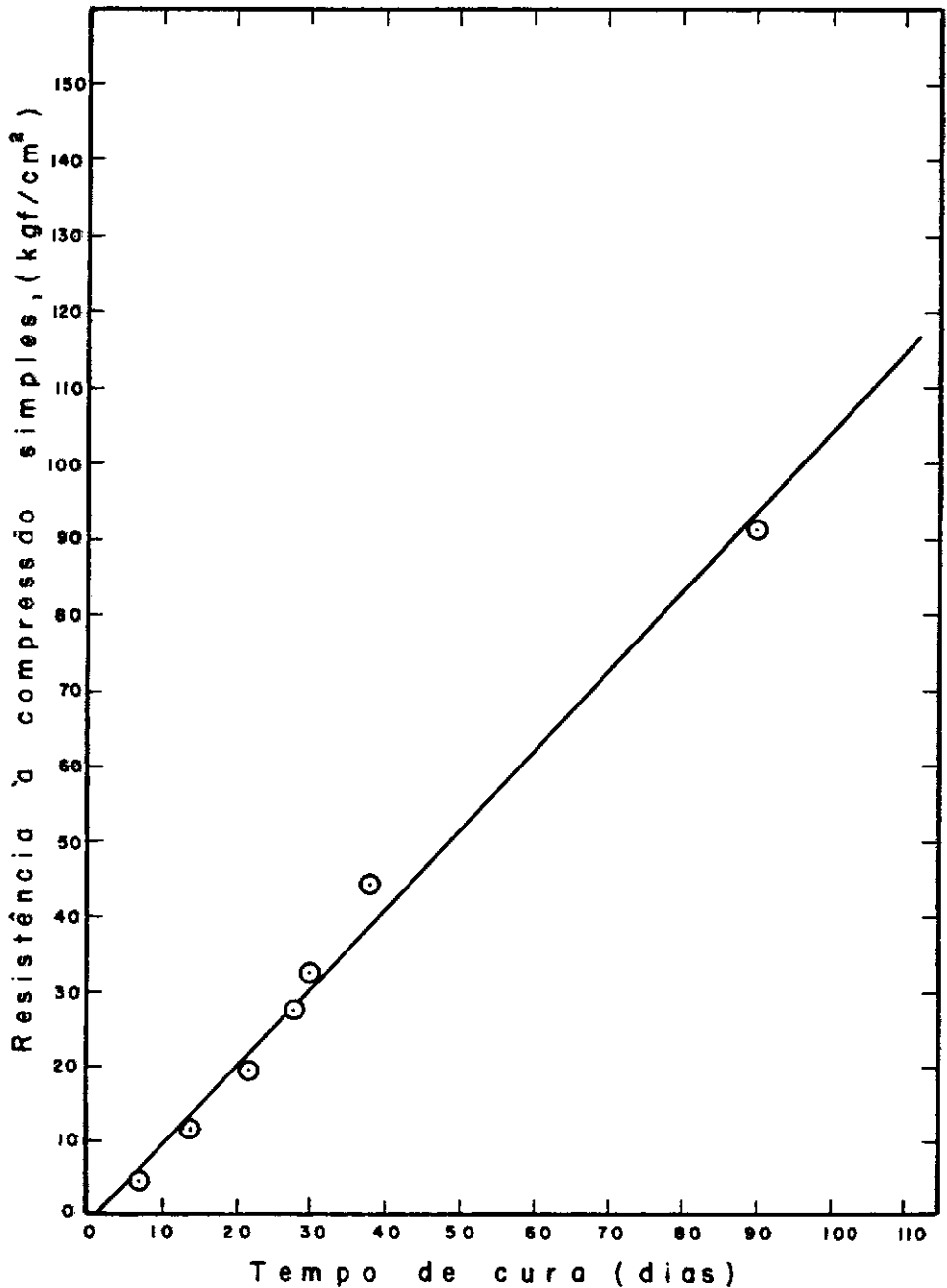


FIGURA 24 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 DIAS) NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, DA MISTURA 2 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

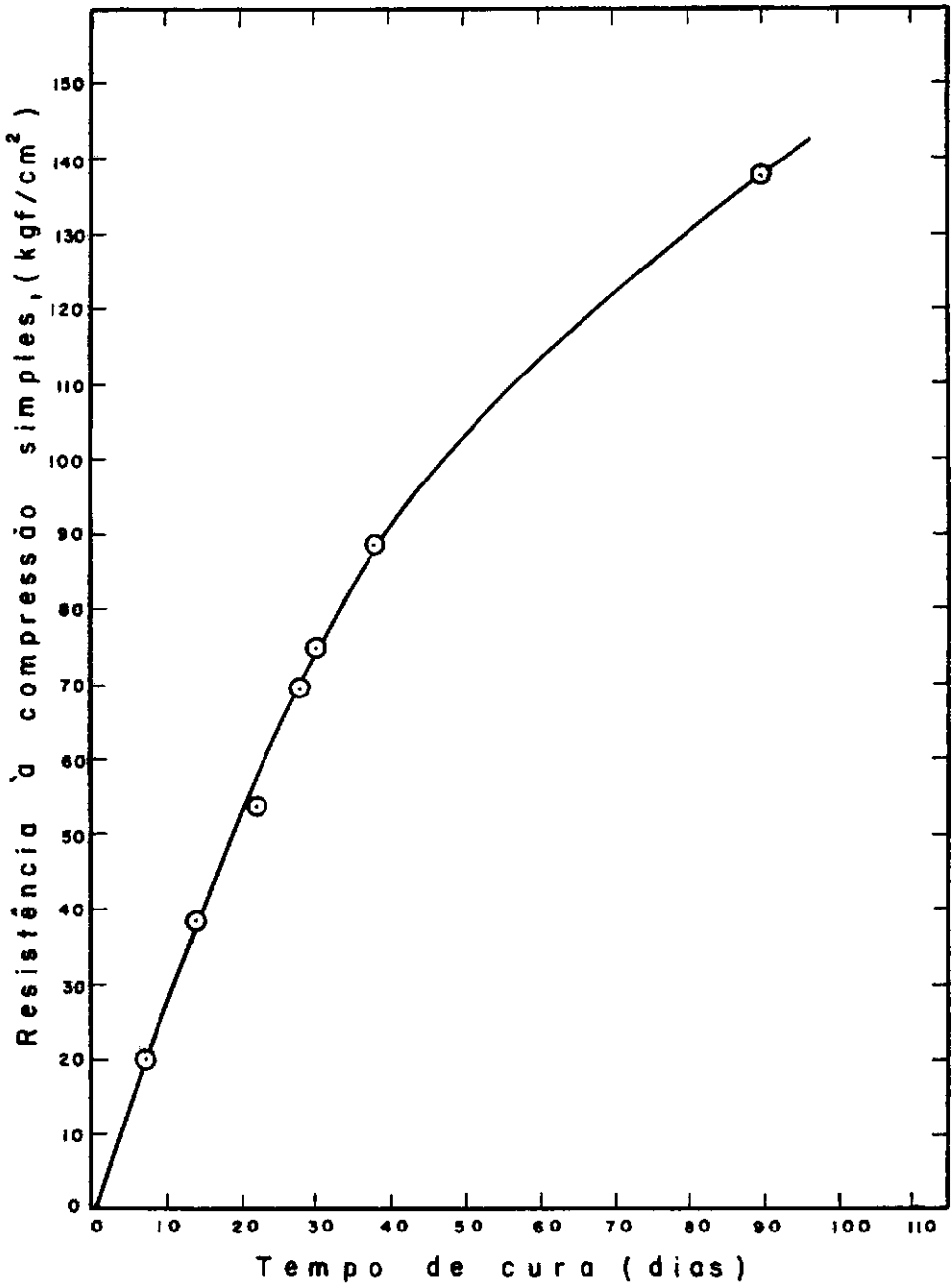


FIGURA 25 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 DIAS) NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, DA MISTURA 3 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO

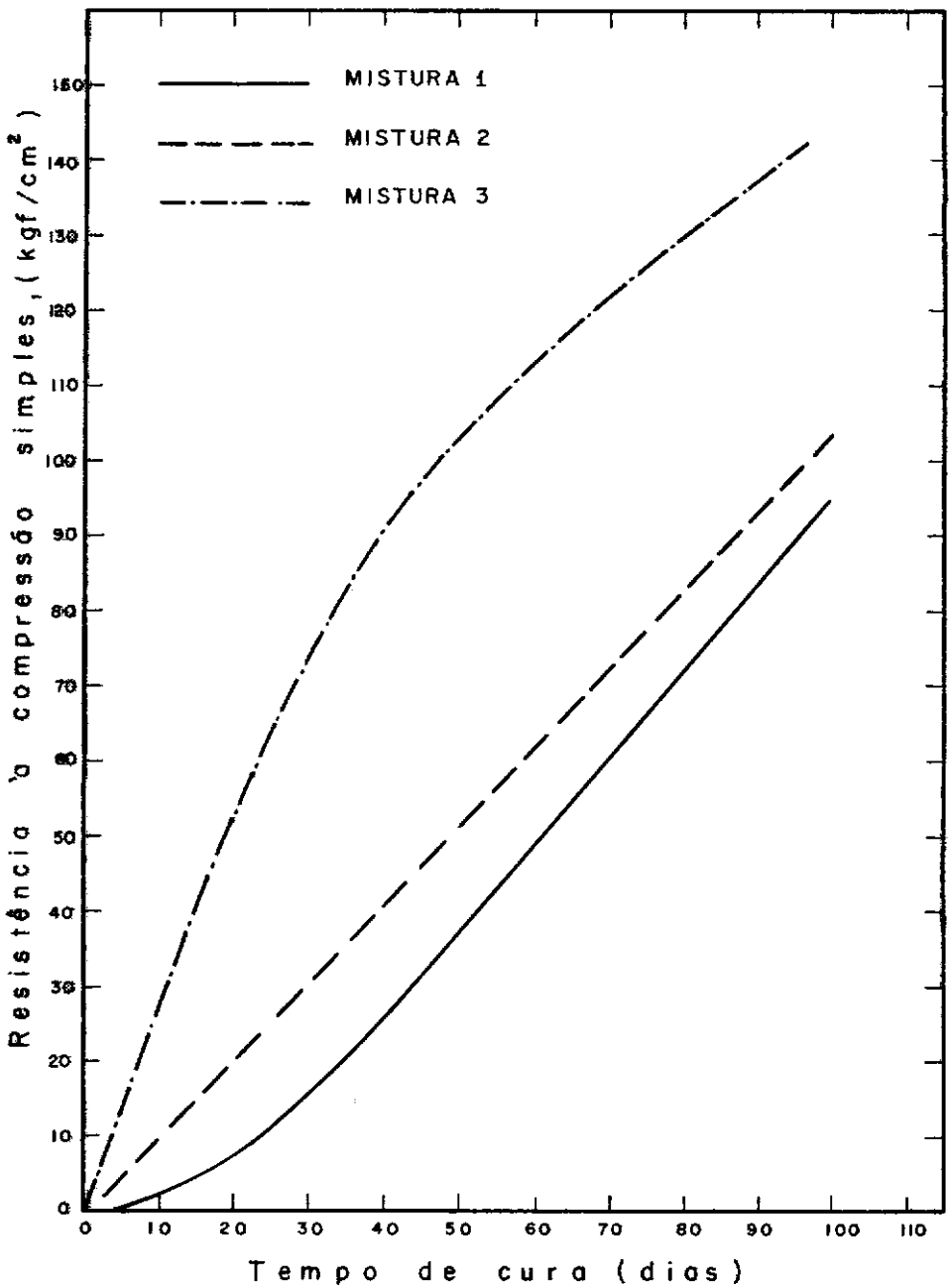


FIGURA 26 — INFLUÊNCIA DO TEMPO DE CURA (7, 14, 22, 28, 30, 38 e 90 DIAS) NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES, APÓS 24 HORAS DE IMERSÃO, PARA AS MISTURAS 1, 2 e 3.

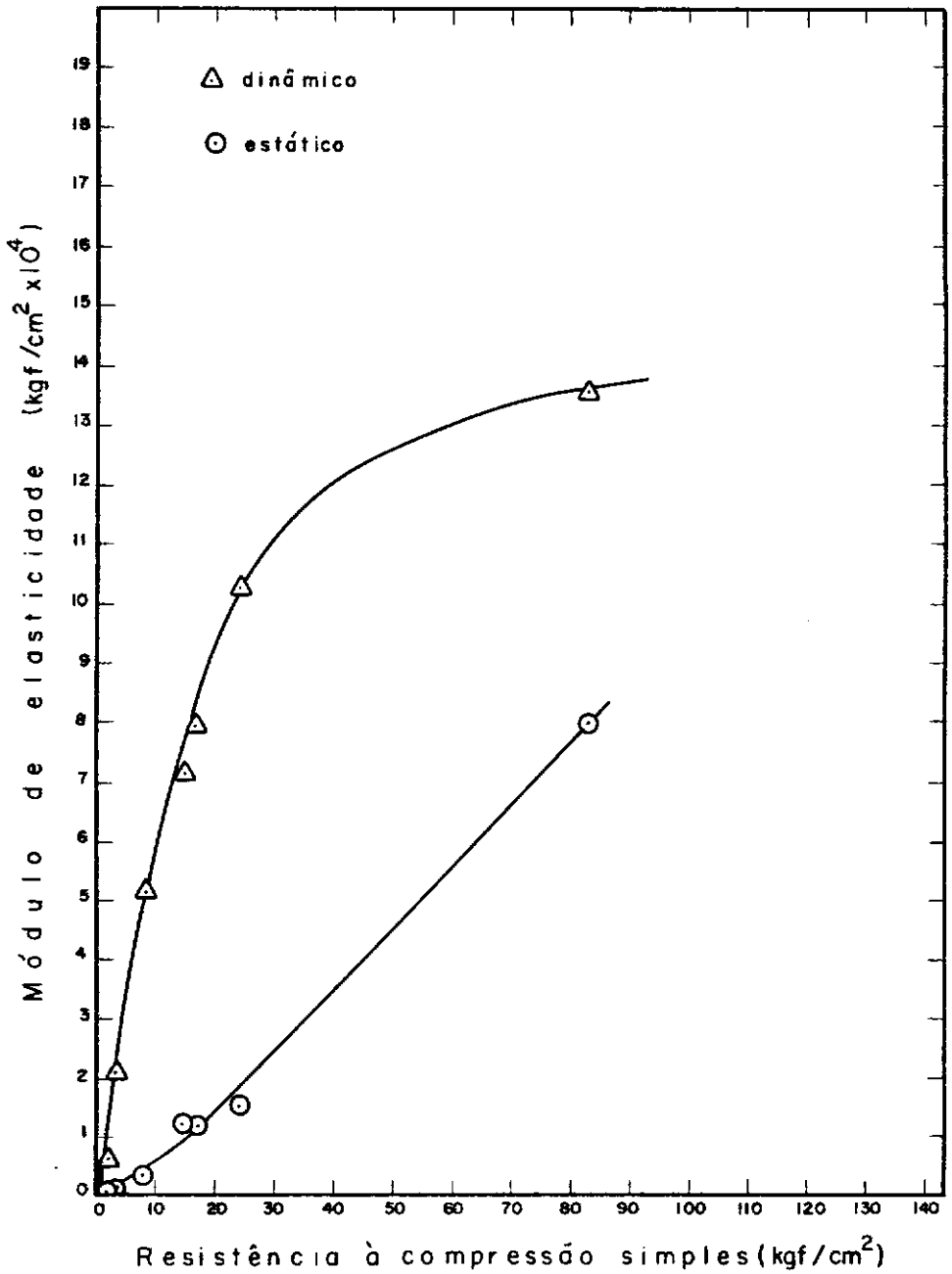


FIGURA 27 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 1 COMPACTADA NA U-MIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

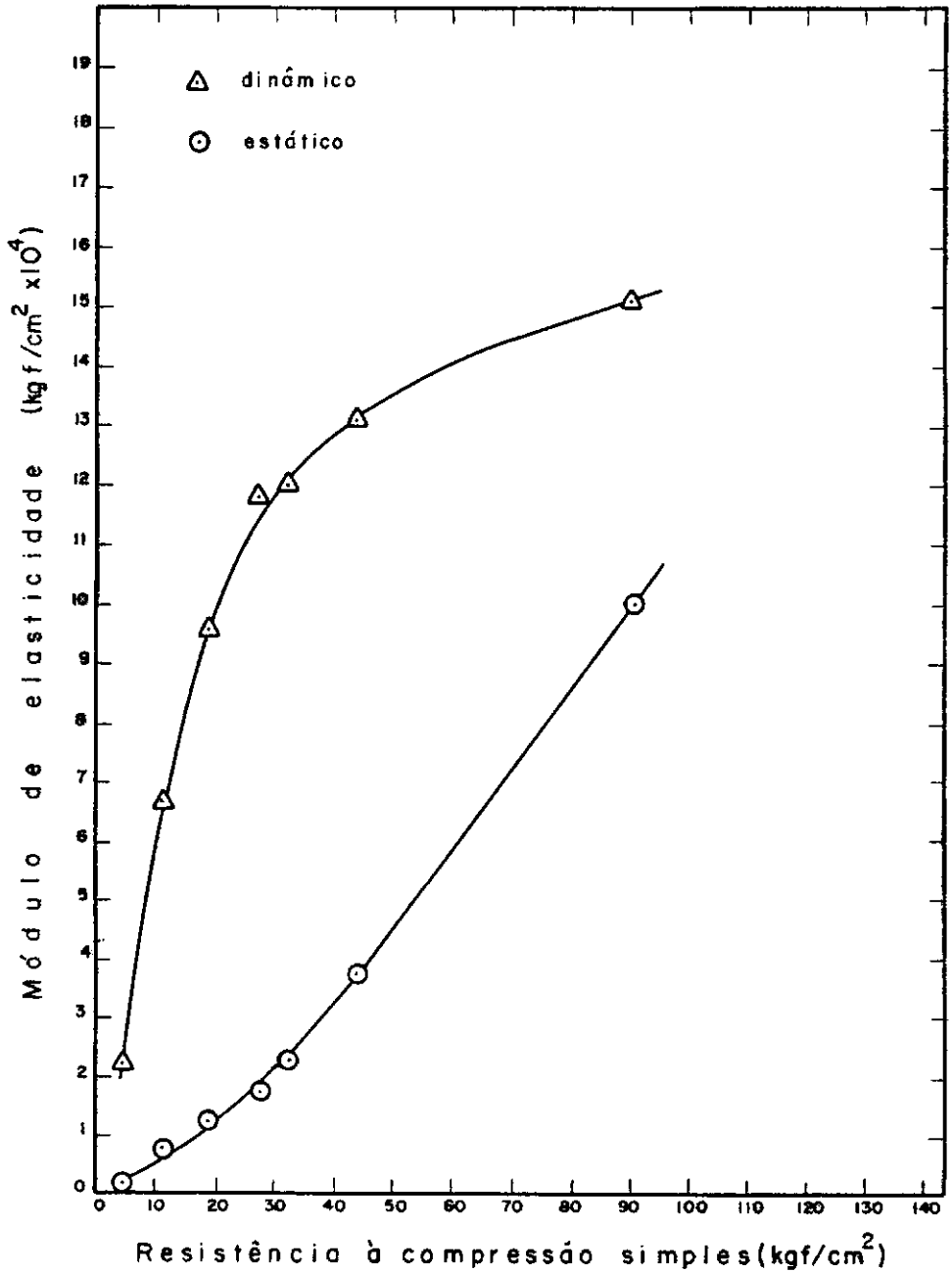


FIGURA 28 - CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 2 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

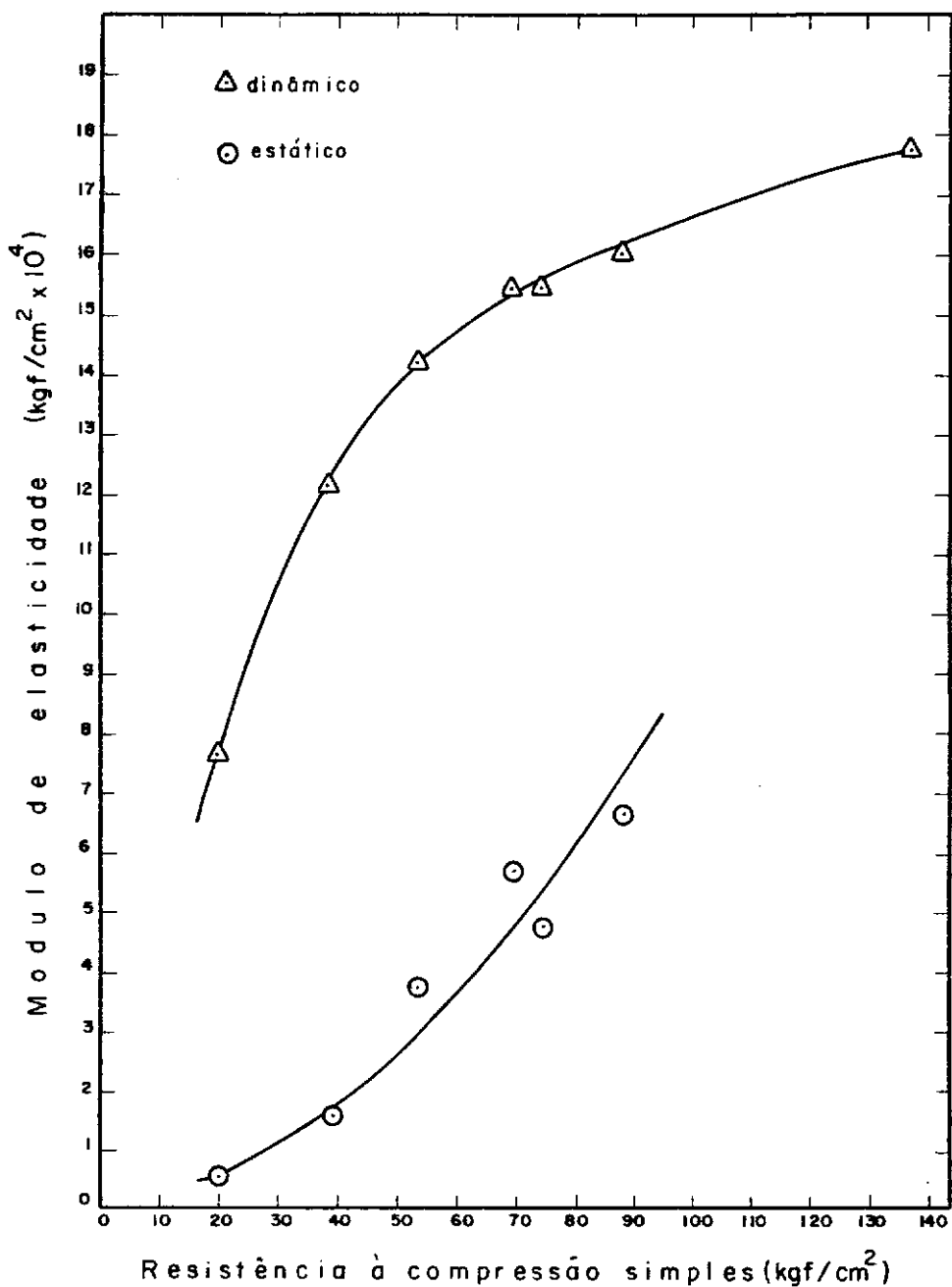


FIGURA 29 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 3 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

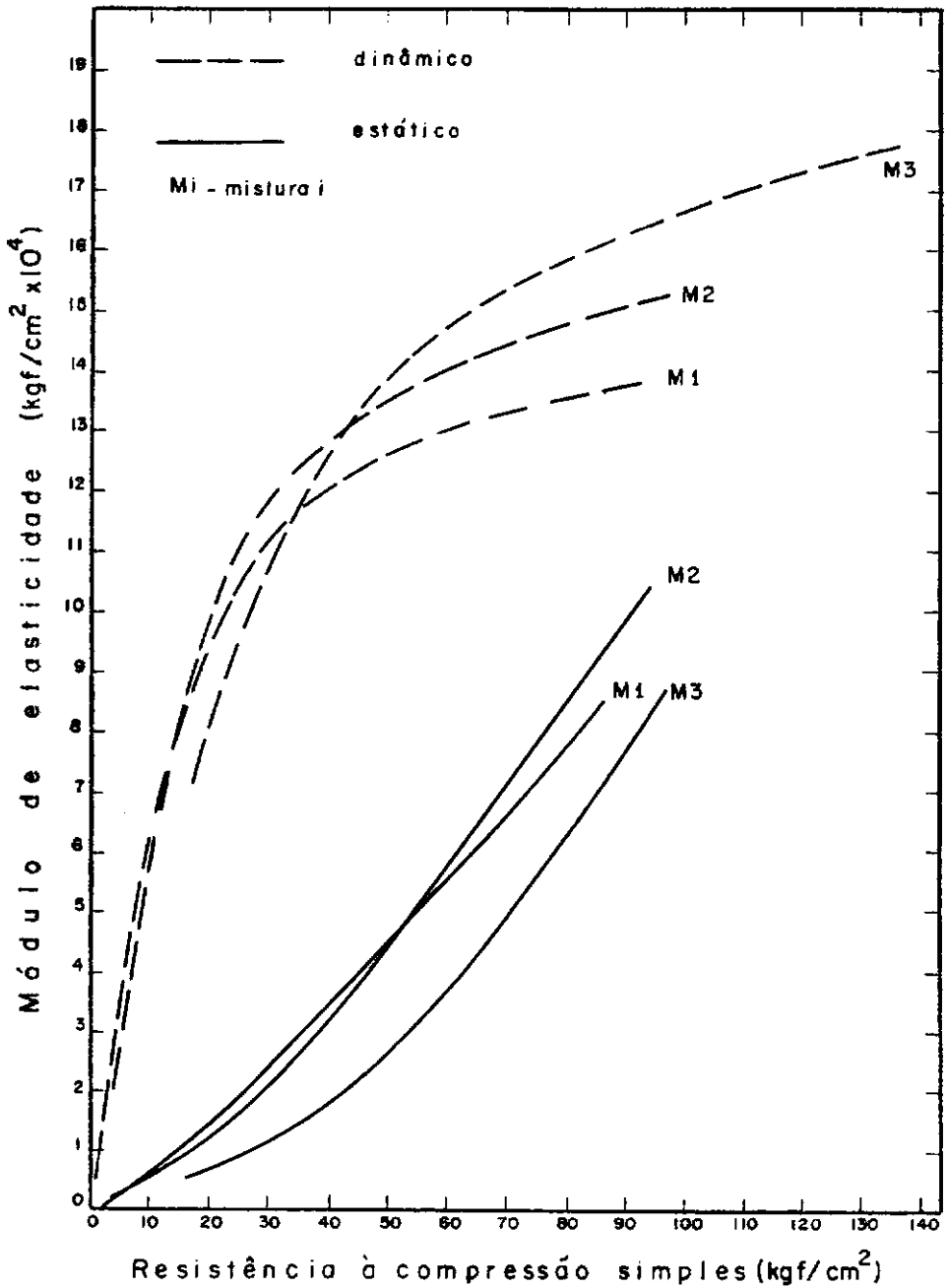


FIGURA 30 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA AS MISTURAS 1, 2 e 3.

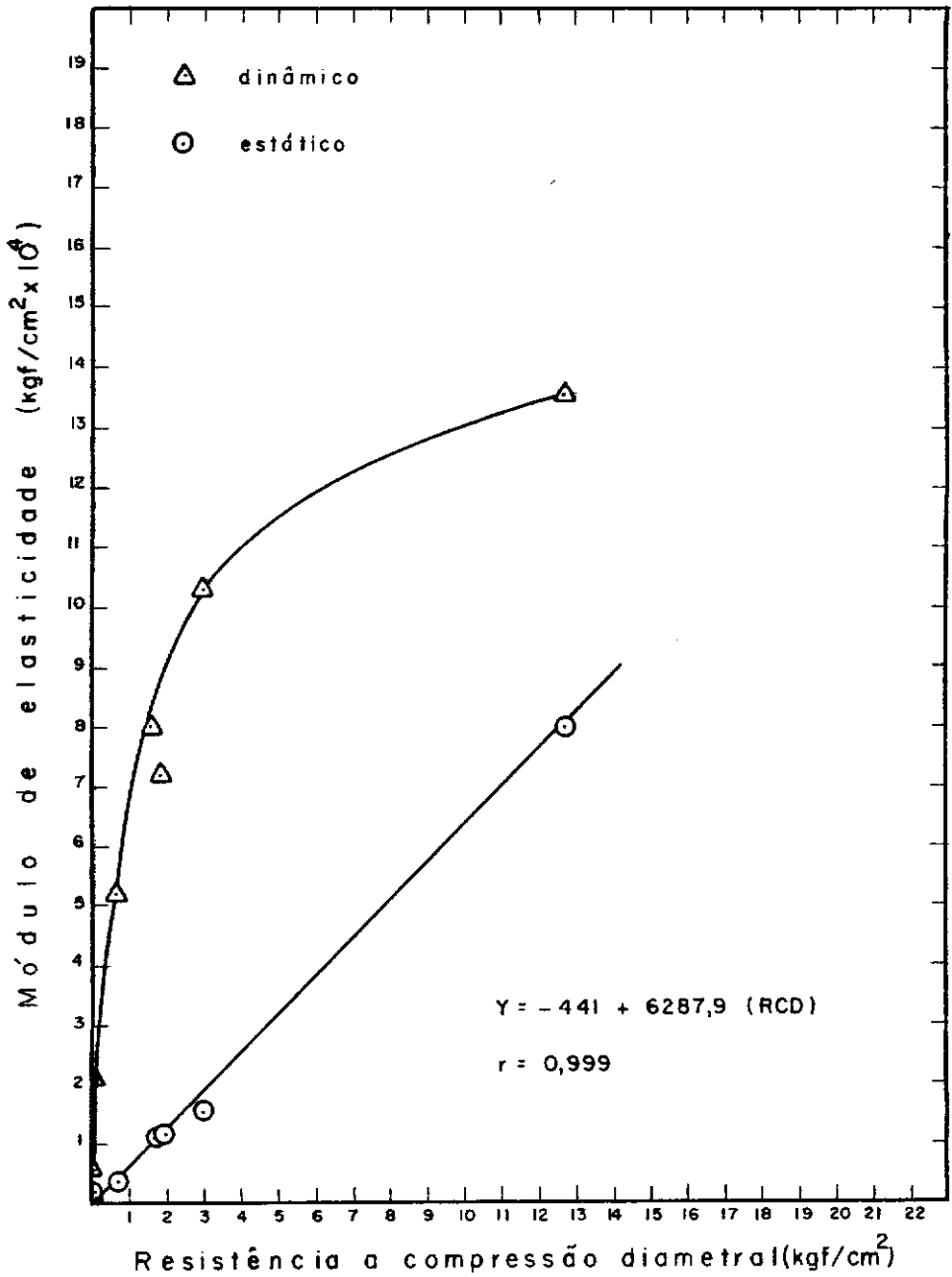


FIGURA 31 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 1 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

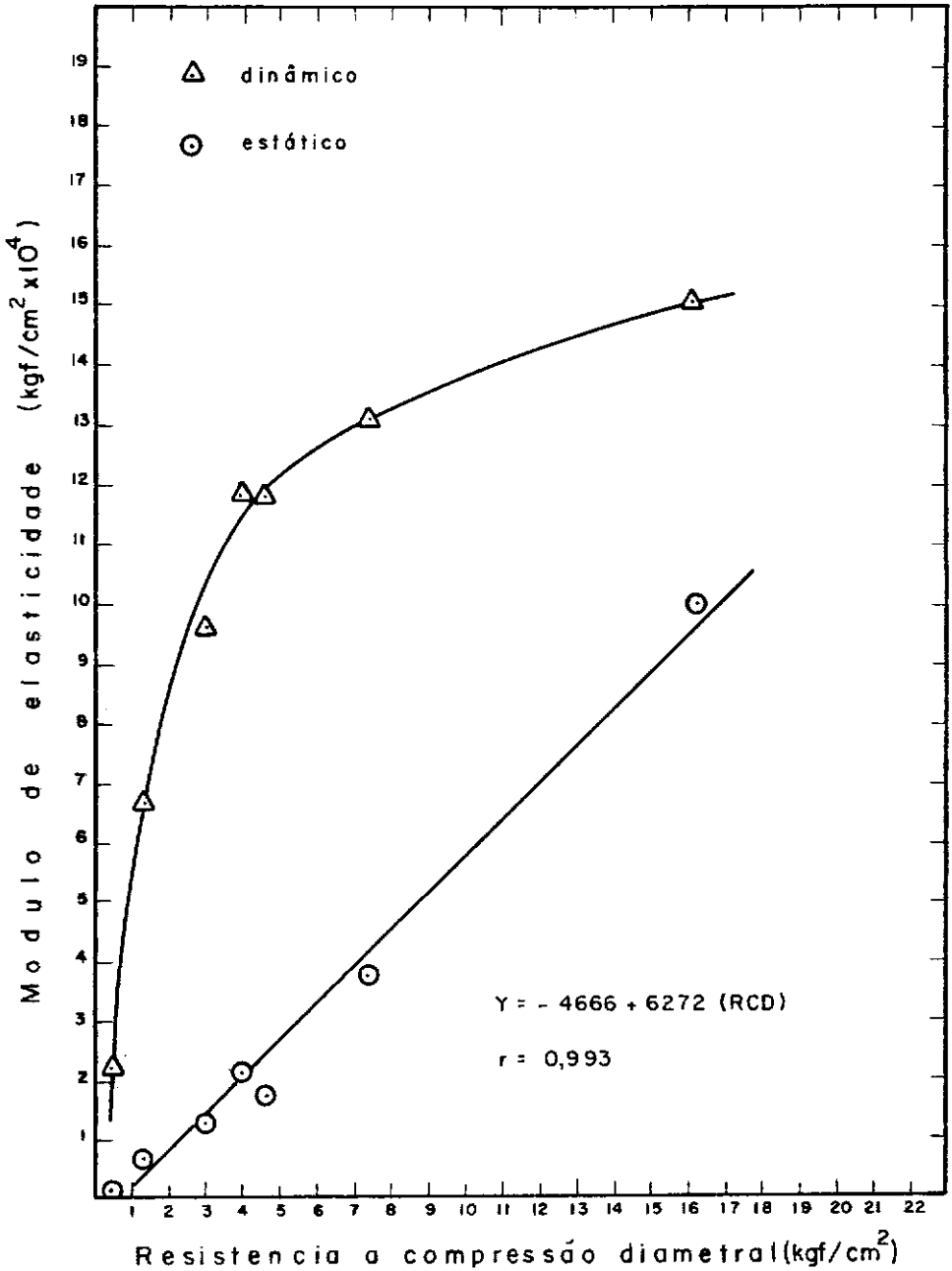


FIGURA 32 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 2 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

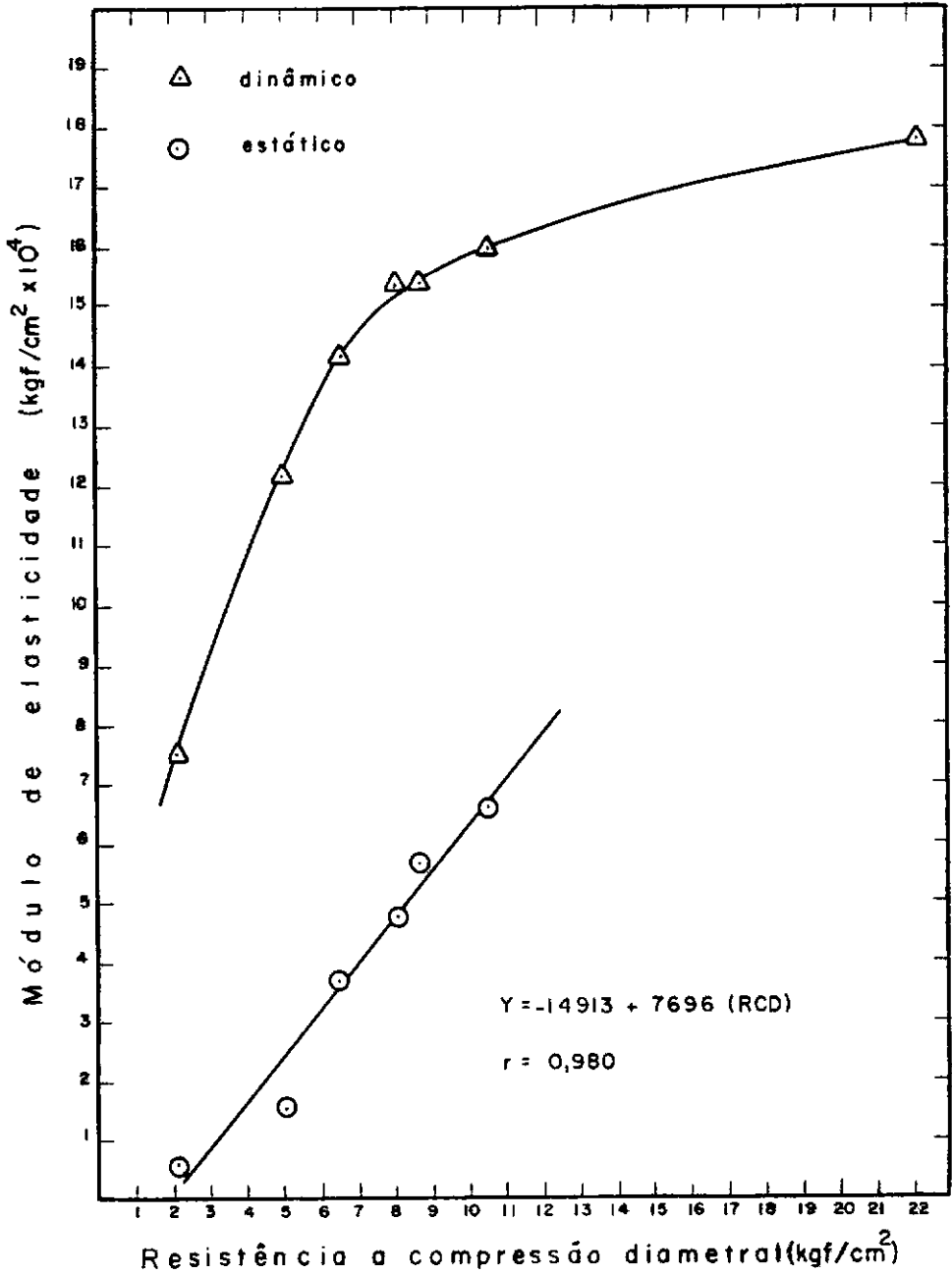


FIGURA 33 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA A MISTURA 3 COMPACTADA NA UMIDADE ÓTIMA NO ESFORÇO INTERMEDIÁRIO.

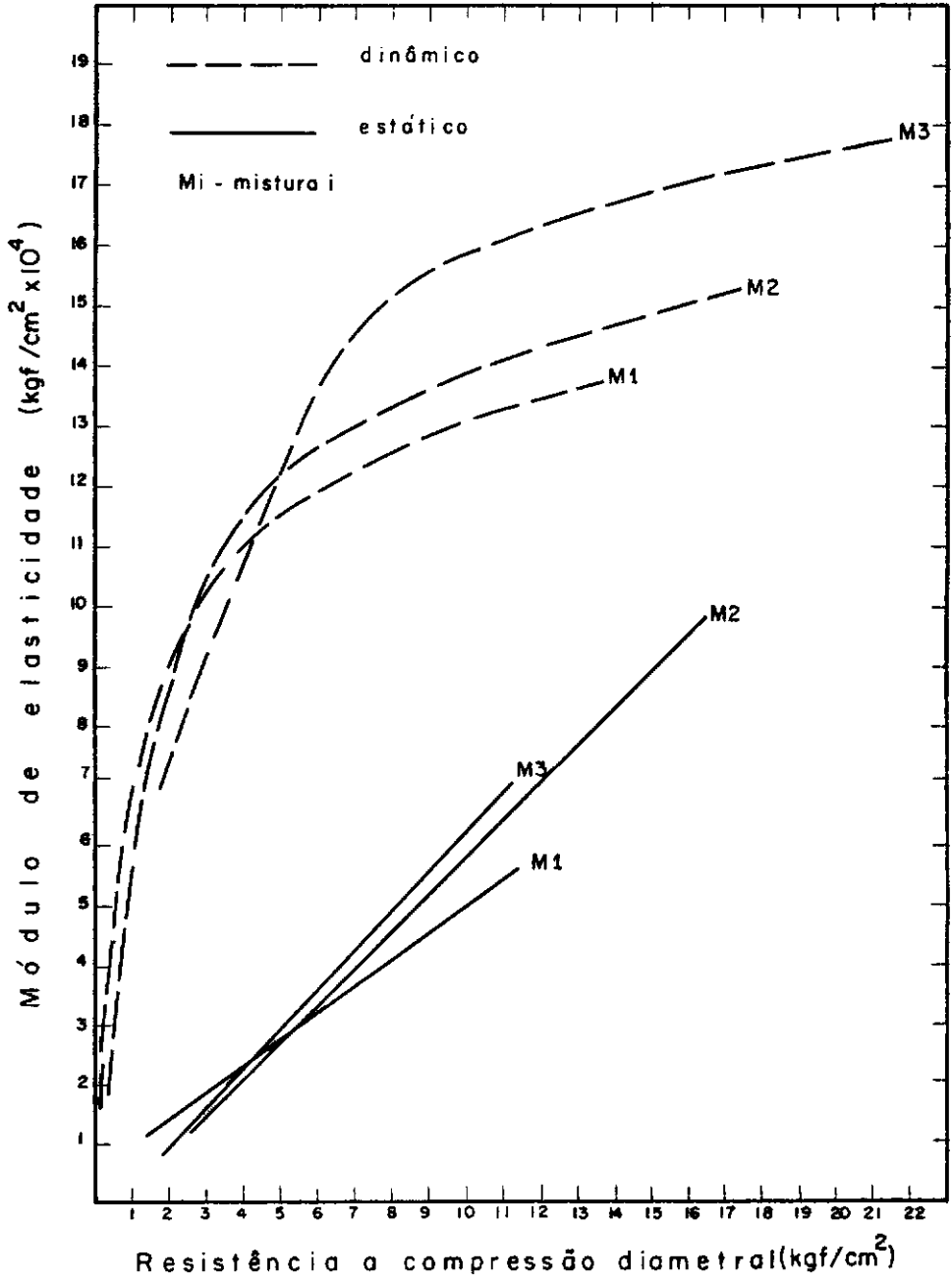


FIGURA 34 — CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL E OS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO PARA AS MISTURAS 1, 2 e 3.

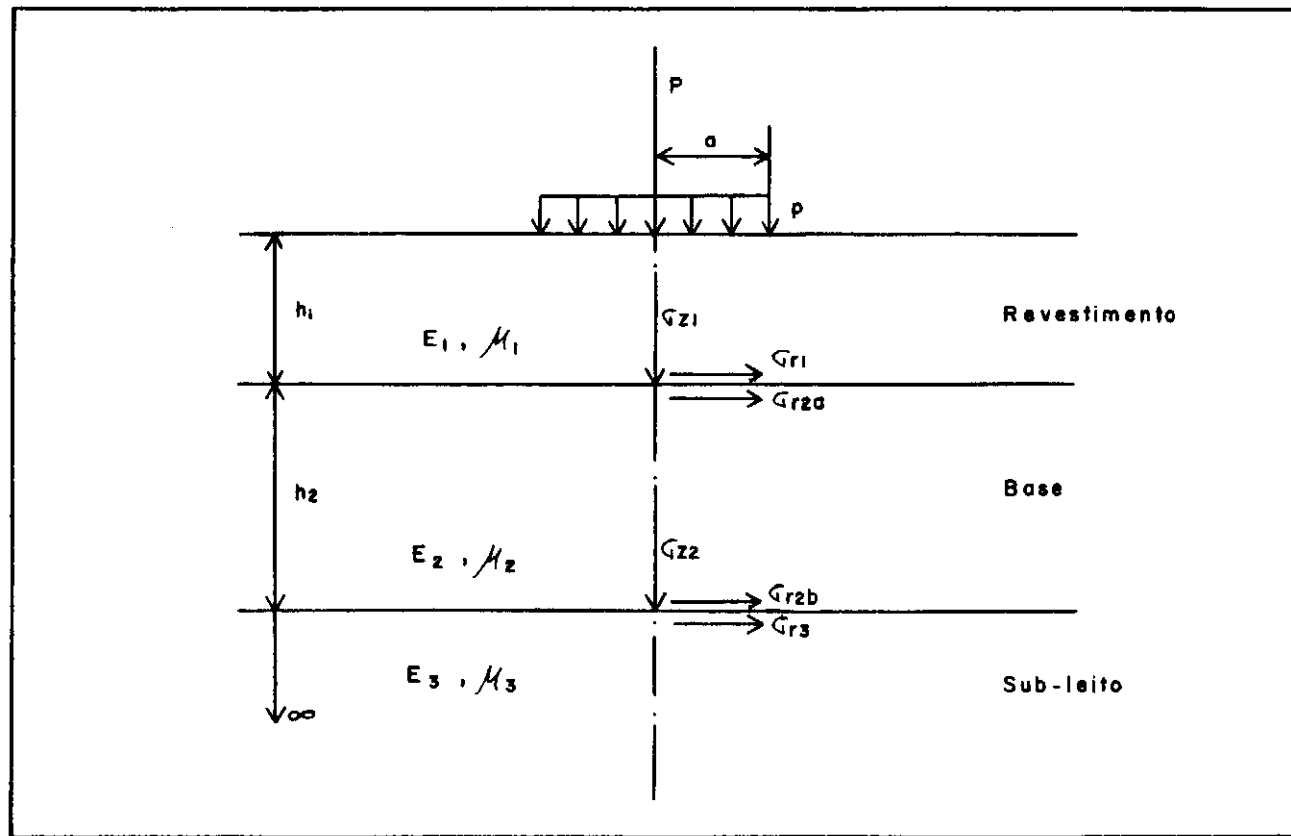


FIGURA 35 — SEÇÃO TÍPICA PARA CÁLCULO DE TENSÕES TRANSMITIDAS PELA TEORIA DE ELASTICIDADE DE BURMISTER PARA TRÊS CAMADAS.

T A B E L A 2 4

TENSÕES CALCULADAS PELA TEORIA DE
ELASTICIDADE DE BURMISTER PARA A MISTURA 1

ESPESSURA REVESTI- MENTO (cm)	IDADE DE CURA (dias)	E2 (kgf/cm ²)	σ_{z1} (kgf/cm ²)	σ_{z2} (kgf/cm ²)	σ_{r1} (kgf/cm ²)	σ_{r2a} (kgf/cm ²)	σ_{r2b} (kgf/cm ²)
5	7	200	-	-	-	-	-
	14	1.300	4,3	2,1	- 23,7	3,1	0,9
	28	11.700	5,4	1,3	1,3	3,8	-2,8
	90	80.000	5,6	0,6	5,4	5,1	-7,8
10	7	200	-	-	-	-	-
	14	1.300	2,4	1,2	-16,9	1,6	0,5
	28	11.700	3,9	1,0	- 1,8	1,4	-1,9
	90	80.000	4,7	0,4	4,2	3,0	-6,4

* O sinal (-) significa tensão de tração.

T A B E L A 2 5

TENSÕES CALCULADAS PELA TEORIA DE
ELASTICIDADE DE BURMISTER PARA A MISTURA 2

ESPESSURA REVESTI- MENTO (cm)	IDADE DE CURA (dias)	E2 (kgf/cm ²)	σ_{z1} (kgf/cm ²)	σ_{z2} (kgf/cm ²)	σ_{r1} (kgf/cm ²)	σ_{r2a} (kgf/cm ²)	σ_{r2b} (kgf/cm ²)
5	7	1.800	4,4	1,9	- 19,2	3,0	0,4
	14	7.300	5,1	1,5	- 1,6	3,3	- 1,9
	28	17.500	5,6	1,1	3,4	4,3	- 3,9
	90	100.000	5,6	0,6	6,3	7,9	- 8,2
10	7	1.800	2,6	1,2	- 14,5	1,6	0,3
	14	7.300	3,7	1,0	- 3,5	1,3	- 1,5
	28	17.500	4,0	0,8	- 0,2	1,6	- 2,9
	90	100.000	4,7	0,4	4,5	4,0	- 6,8

* O sinal (-) significa tensão de tração.

T A B É L A 2 6

TENSÕES CALCULADAS PELA TEORIA DE
ELASTICIDADE DE BURMISTER PARA A MISTURA 3

ESPESSURA REVESTI- MENTO (cm)	IDADE DE CURA (dias)	E2 (kgf/cm ²)	σ_{z1} (kgf/cm ²)	σ_{z2} (kgf/cm ²)	σ_{r1} (kgf/cm ²)	σ_{r2a} (kgf/cm ²)	σ_{r2b} (kgf/cm ²)
5	7	6.100	5,1	1,5	- 2,9	3,3	- 1,8
	14	16.000	5,2	1,1	2,6	5,0	- 3,6
	28	57.000	5,6	0,6	5,9	6,2	- 7,3
	90	150.000	5,6	0,5	6,6	10,6	- 9,3
	7	6.100	3,7	1,1	- 4,3	1,3	- 1,1
	14	16.000	3,9	0,8	- 1,0	1,3	- 2,7
	28	57.000	4,6	0,4	3,8	3,1	- 6,0
	90	150.000	4,8	0,3	4,9	5,3	- 7,7

* O sinal (-) significa tensão de tração.

T A B E L A 27

NÍVEIS DE TENSÃO DA MISTURA 1 EM FUNÇÃO DA
TENSÃO σ_{r2b} E A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO (RTF)

IDADE DE CURA (dias)	E S P E S S U R A D O R E V E S T I M E N T O (cm)					
	5			10		
	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$
7	-	-	-	-	-	-
14	0,2	0,9*	-	0,2	0,5*	-
28	3,8	2,8	0,74	3,8	1,9	0,50
90	25,4	7,8	0,31	25,4	6,4	0,25

* Tensões a compressão

T A B E L A 28

NÍVEIS DE TENSÃO DA MISTURA 2 EM FUNÇÃO DA
TENSÃO σ_{r2b} E A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO (RTF)

IDADE DE CURA (dias)	E S P E S S U R A D O R E V E S T I M E N T O (cm)					
	5			10		
	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$
7	1,0	0,4*	-	1,0	0,3*	-
14	2,6	1,9	0,73	2,6	1,5	0,58
28	9,2	3,9	0,42	9,2	2,9	0,32
90	32,4	8,2	0,25	32,4	6,8	0,21

* Tensões a compressão.

T A B E L A 2 9

NÍVEIS DE TENSÃO DA MISTURA 3 EM FUNÇÃO DA
TENSÃO σ_{r2b} E A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO (RTF)

IDADE DE CURA (dias)	E S P E S S U R A D O R E V E S T I M E N T O (cm)					
	5			10		
	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$	RTF (kgf / cm ²)	σ_{r2b} (kgf / cm ²)	$\frac{\sigma_{r2b}}{RTF}$
7	4,4	1,8	0,41	4,4	1,1	0,25
14	10,2	3,6	0,35	10,2	2,7	0,26
28	17,6	7,3	0,41	17,6	6,0	0,34
90	44,6	9,3	0,21	44,6	7,7	0,17

C A P Í T U L O 9

9. CONCLUSÕES

- 1) O método de durabilidade adotado pela ABCP para solo-cimento se mostrou muito severo para as misturas pozolânicas, devido às suas baixas resistências aos 7 dias de cura, existindo portanto ligações cimentantes fracas.
- 2) O quociente de resistência de ensaios de molhagem e secagem é um bom método para avaliação de misturas pozolânicas com cal, areia e cinza volante, porque é o que melhor pode simular as condições de campo.
- 3) O método proposto pelo autor ressalta a importância do período de cura inicial, quando as reações estão começando a se processarem.
- 4) Em misturas pozolânicas a brita tem função estrutural (resistência ao cisalhamento) no ensaio à compressão axial simples; na resistência à compressão diametral a brita tem efeito indireto, porque a matriz da mistura passa a dispor de mais material cimentante por grão de areia. Isto pode ser observado comparando a resistência à compressão diametral da mistura 3 com a da 2 para a mesma idade.
- 5) A adição de cimento tem efeito benéfico em todos os parâmetros de comportamento analisados: durabilidade, resistência e módulo de elasticidade.

- 6) As curvas módulo de elasticidade "versus" tempo de cura assumem aspectos diferentes conforme se trate de ensaio dinâmico ou estático, até a idade de cura máxima (90 dias) alcançada nesta pesquisa. As diferenças parecem provir da natureza diferente de solicitações nos dois ensaios e, conseqüentemente, da resposta também diferente dos materiais, em particular, das ligações cimentantes.

- 7) As três misturas apresentam características que, segundo os critérios comprovados por YANG, que levam em conta, apenas, a resistência à compressão, as tornam aptas ao emprego em base e sub-base de pavimentos, desde que devidamente curadas e atendida a natureza das solicitações do tráfego.

- 8) A análise de tensões, feita para um modelo de pavimento com base de mistura areia-cal-cinza volante, ilustra a importância da rigidez da base na redução das tensões verticais transmitidas ao subleito, e a importância da resistência à tração, crescente com o tempo, para assegurar o não-fissuramento prematuro das bases cimentadas sujeitas à repetição de cargas e ao fenômeno da fadiga.

C A P Í T U L O 1 0

10. SUGESTÕES DE NOVAS PESQUISAS

São sugeridos os seguintes itens para novas pesquisas:

a) O aperfeiçoamento dos métodos de ensaio de durabilidade das misturas pozolânicas através do conhecimento das condições de temperatura e umidade existentes no campo; os dados devem ser coletados de pistas ou trechos experimentais; e dispor de equipamento de simulação, em laboratório, das condições de campo.

b) Estudo do módulo de elasticidade à tração através de ensaios à flexão, e correlação com os ensaios de resistência à tração determinada indiretamente por compressão diametral de misturas pozolânicas de cal, areia e cinza volante.

c) Estudo do módulo resiliente em ensaios de compressão diametral com cargas repetidas de misturas pozolânicas de cal, areia e cinza volante.

C A P Í T U L O 1 1

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1) PINTO, SALOMÃO - "Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante". Tese M.Sc. (COPPE-UFRJ) (1971)
- 2) NARDI, JOSÉ VIDAL - "Estabilização de areia com cinza volante e cal - Efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura" - Tese M.Sc. (COPPE-UFRJ) (1975)
- 3) MILLET, J., FOURNIER, A. e SIERRA, R. - "Rôle des chaux industrielles dans leurs emplois avec les matériaux à caractère pouzzolanique" - Bulletin de Liason des laboratoires des ponts et chaussés n° 83 (Mai-Juin 1976)
- 4) MATEOS, MANUEL - "Physical and mineralogical factors in stabilization of Iowa soils with lime and fly ash" PhD thesis (Iowa University) (1961)
- 5) BARENBERG, ERNEST J. - "Lime - fly ash - aggregate mixtures in pavement construction" - National Ash Association
- 6) ROBNETT, Q. L. e THOMPSON, M. R. - "Soil stabilization literature reviews". Civil Engineering Studies, Highway Engineering Series n° 34, Urbana, Illinois (June 1969).
- 7) YANG, NAI C. - "Design of functional pavements" McGraw Hill Book Company (1972).

- 8) BARENBERG, ERNEST J. e THOMPSON, MARSHALL R. - "Lime - fly ash - stabilized bases and sub - bases" NCHRP n° 37 (1976).
- 9) AHLBERG, HAROLD L. e BARENBERG, ERNEST J. - "Pozzolanic pavements" - Bulletin 473 - Engineering Experiment Station, Illinois (1965).
- 10) ANDRIEUX, P. e COLOMBEL, J. H. - "Utilization des cendres volantes en technique routière - Les graves - cendres volantes" Bulletin de liason des laboratoires des ponts et chaussées n° 383 (Mai - Juin 1976).
- 11) BRACKETT, C. E. - "Production and utilization of ash in the United States" Proceedings: Third International Ash Utilization Symposium, Pittsburgh, Pa(1973)
- 12) REICHERT, W. W. - "Activities of the Economic Commission for Europe in the field of ash utilization" - Proceedings: Third International Ash Utilization Symposium, Pittsburgh, Pa(1973).
- 13) MINNICK, L. JOHN - "Reactions of hydrated lime with pulverized coal fly ash" - Proceedings: Symposium on fly ash utilization, Pittsburgh, Pa(1967)
- 14) MACLEAN, D. J. e LEWIS, W. A. - "British practice in the design and specification of cement stabilized bases and sub-bases for roads" - HRB Record n° 36 (1963).
- 15) LAGUROS, JOAKIM G. e DAVIDSON, D.T. - "Effect of chemicals on soil-cement stabilization" - HRB Record n° 36 (1963).
- 16) ANDRES, R. J., GIBALA, R. e BARENBERG, E.J. - "Some factor affecting the durability of lime-fly ash-aggregate mixtures" TRB Record n° 560 (1976).

- 17) Curso de solo-cimento - Associação Brasileira de Cimento Portland.
- 18) JONES, R. - "Les essais non destrutifs des betons" - Édition Eyrolles (Paris) (1967)
- 19) MATEOS, MANUEL e DAVIDSON, D.T. - "Lime and fly ash proportions in soil, lime and fly ash mixtures and some aspects of soil lime stabilization" - HRB Bulletin n° 335 (1962)
- 20) HOOVER, J. M., HANDY, R.L. e DAVIDSON, D.T. - "Durability of soil-lime-fly ash mixes compacted above standard Proctor density" - HRB Bulletin n° 193 (1958)
- 21) FELT, EARL J. e ABRAMS, MELVIN S. - "Strength and elastic properties of compacted soil-cement mixtures" - ASTM. Special Technical Publication n° 206 (1956).
- 22) INGLES, O. G. e METCALF, J. B. - "Soil stabilization - Principles and practice" - John Willey & Sons, New York - Toronto (1973)
- 23) YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. - "Principles of pavement design" - John Willey & Sons, Inc., USA (1975).
- 24) LYSMER, JOHN e DUNCAN, JAMES M. - "Stresses and deflections in foundations and pavements" - University of California, Berkley USA (1969)
- 25) WHIFFIN, A. C. e LISTER, N. W. - "The application of elastic theory to flexible pavements" - Proceedings: International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Michigan, USA (1962).

- 26) AHLBERG, HAROLD L. e MCVINNIE, WILLIAM W. - Fatigue behavior of lime - fly ash - aggregate mixture" - HRB Bulletin n° 335 (1962).