

DETALHES SOBRE OS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Details about unconfined compression tests and diametral compression tests for tensile strength determination

Saul Barbosa Guedes*

Roberto Quental Coutinho**

António Viana da Fonseca***

RESUMO – No presente trabalho se descrevem informações importantes sobre a realização e a obtenção de parâmetros por meio dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral. Por meio dos detalhes descritos, o leitor poderá desenvolver pesquisas acadêmicas de melhor qualidade e inovadoras com equipamentos mais práticos, admitir soluções mais realísticas para as pesquisas em desenvolvimento e ter conhecimento sobre detalhes da realização dos ensaios, evitando erros de execução que influenciem de maneira muito significativa os resultados finais. Espera-se que o presente artigo seja divulgado de maneira ampla entre os que decidem desenvolver suas pesquisas no laboratório realizando diretamente seus ensaios, pois este trabalho é uma forma de promoção à transferência e valorização do conhecimento científico e tecnológico, que visa dar apoio a estudantes, docentes, profissionais da área, por meio da capacidade de provocar, impulsionar e propagar a tecnologia e informações entre o meio acadêmico.

SYNOPSIS – The present work describes important information on the implementation and parameter evaluation by unconfined compression and diametral compression tests for tensile strength determination. The described details will hopefully contribute to the development of better quality and innovative academic research with more practical equipment, to the selection of more realistic directions for research under development and to a deeper knowledge of test procedures, avoiding runtime errors that may influence significantly the final results. It is expected that this article may have wide dissemination among those who develop their research in the laboratory directly performing their tests, in order to promote the transfer and enhancement of scientific and technological knowledge, in support of students, teachers and professionals, through the ability to create, lead and propagate technology and expertise within the academic circles.

PALAVRAS CHAVE – Ensaios de laboratório, detalhes, qualidade dos resultados.

1 – INTRODUÇÃO

Atualmente existem várias técnicas disponíveis para se atingir uma melhor representatividade de uma investigação de subsolo e nestas estão incluídos ambos os ensaios de campo e de laboratório. Ensaios de laboratório incluem aqueles que testam os elementos (corpos de prova) dos

* Professor Adjunto 1, Universidade Federal de Campina Grande. E-mail: saulbguedes@yahoo.com.br

** Professor Associado 4, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: rqc@ufpe.br

*** Professor Associado com Agregação, Construct-Geo, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
E-mail: viana@fe.up.pt

materiais, tais como ensaios triaxiais e aqueles que testam modelos protótipos, tais como ensaios de centrífuga. Ensaio de campo incluem amostragem, ensaios *in situ*, ensaios em verdadeira escala (*full scale testing*) e ensaios geofísicos.

Uma investigação de subsolo ideal deve incluir a combinação destes ensaios para classificar o subsolo, determinar condições geológicas-geotécnicas, os parâmetros geotécnicos e o comportamento dos materiais para serem utilizados de forma apropriada no projeto geotécnico integrado com o estrutural. Os ensaios devem fornecer informações técnicas com adequado grau de acurácia e no mais baixo custo.

Neste trabalho são descritos detalhes que foram observados em ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, realizados durante uma pesquisa envolvendo material compósito no Laboratório de Geotecnia da FEUP. O objetivo do artigo consiste em divulgar detalhes que fazem total diferença quando considerados durante o desenvolvimento dos ensaios visando parâmetros do material.

2 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.1 – Ensaio de compressão não confinada ou compressão simples

O ensaio de compressão simples visa à determinação da resistência à compressão não confinada (ou simples) de corpos de prova cilíndricos (geralmente $h = 2 \cdot \phi$) constituídos por solos natural ou artificialmente coesivos, mediante aplicação de carga axial com controle de velocidade e registro das deformações sofridas (Figura 1).

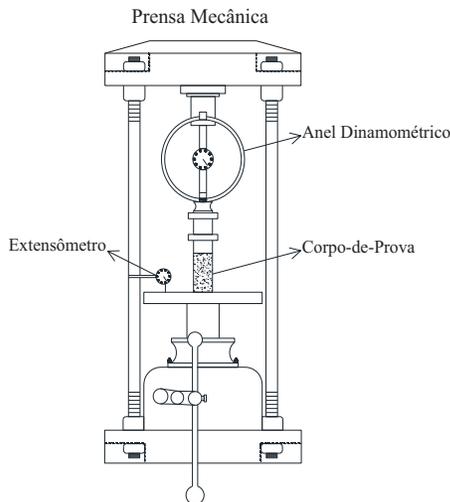


Fig. 1 – Ensaio de resistência à compressão simples (Guedes, 2013).

Na comparação entre o processo de realização de um ensaio de compressão não confinada e um ensaio triaxial (ver Figura 2), seja este do tipo consolidado isotropicamente drenado (CID), consolidado isotropicamente não drenado (CIU), ou ainda não consolidado e não drenado (UU), existem detalhes que geralmente não se encontram nos livros de engenharia geotécnica, como se refere a seguir.

2.1.1 – Velocidade de deformação

A velocidade de deformação de um ensaio de compressão simples é geralmente sempre superior ao de qualquer ensaio triaxial, seja ele, CID, CIU ou UU. Quando se realiza um ensaio de compressão simples em materiais artificialmente coesivos, por exemplo, cimentados, geralmente aplica-se uma velocidade controlada de deformação (também conhecida como velocidade de ruptura) igual a 1,00 mm/minuto, estabelecida pela norma NBR-12025 (1990).

Quanto mais resistente for o material maior será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura. Entretanto, quanto mais rígido for o material menor será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura.

A norma ASTM-2938 (1995) comenta que o ensaio de compressão simples deve demorar entre 2 a 15 minutos. Ainda aplicando uma velocidade de deformação inferior a estabelecida na NBR-12025 (1990) para satisfazer a norma ASTM-2938 (1995), mesmo assim, essa velocidade constante de deformação será superior à velocidade de realização de um ensaio triaxial qualquer.

Justifica-se essa diferença de velocidade no fato de que, durante o desenvolvimento do ensaio de compressão simples, não existe necessidade da drenagem interna do maciço do corpo de prova, ou seja, não há preocupação com a possibilidade de aumento da pressão neutra na matriz, o que influencia significativamente na resistência.

No caso dos ensaios triaxiais tipo CID existe essa preocupação, principalmente se o material em análise tiver em sua composição granulométrica muitas partículas finas, pois menor será sua permeabilidade e, portanto, menor deve ser a velocidade de deformação aplicada para permitir que a água interna se dissipe durante o processo de ruptura sem aumentar a pressão neutra.

Mesmo que o ensaio seja do tipo UU, ainda assim, a velocidade de deformação deve ser inferior à do ensaio de compressão simples, pois no ensaio UU analisa-se o comportamento da pressão neutra e do volume do material durante o processo de ruptura, lembrando que o ensaio do tipo UU é aplicado exclusivamente para estudo do comportamento mecânico das argilas.

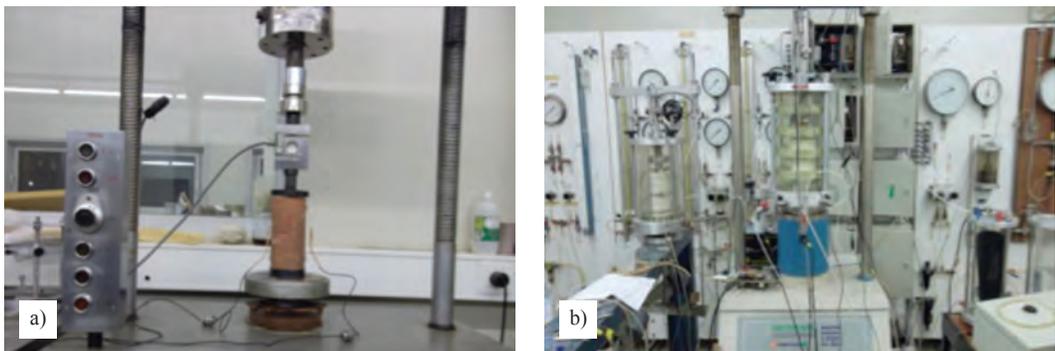


Fig. 2 – a) Ensaio de resistência à compressão simples; b) Ensaio triaxial (Guedes, 2013).

2.1.2 – Influência da sucção

No ensaio de compressão simples a sucção matricial ($u_a - u_w$) passa a ter a mesma função da pressão de confinamento (σ_3). Geralmente, antes de romper o corpo de prova pelo ensaio de compressão simples, realiza-se a etapa de imersão do mesmo objetivando sua saturação. Porém, o processo de saturação do corpo de prova por imersão não é total, uma vez que a água não penetra totalmente no interior do corpo de prova devido à presença de bolhas de ar oclusas. Esse problema passa a ser mais agravado se o material for muito compactado e de granulometria fina, o que dificulta ainda mais a entrada da água.

Ainda pode-se tentar um aumento da saturação do corpo de prova fazendo com que a água infiltre-se no mesmo por meio do fenômeno da capilaridade, sempre deixando o nível da água abaixo da altura do mesmo e ao observar certa estabilização da altura capilar, novamente aumenta-se o nível de água do reservatório. Porém, esses dois métodos de tentativa de saturação do corpo de prova não possuem a mesma eficiência da saturação por contra-pressão, como se realiza nos ensaios triaxiais. Durante a etapa de saturação do corpo de prova, é possível ainda, medir o grau de saturação por meio do parâmetro \bar{B} de Skempton.

Uma vez que o valor da sucção está diretamente relacionado ao grau de saturação, observa-se que é impossível não haver alguma influência da sucção no ensaio de compressão simples. Portanto, é fundamental medir a sucção após a realização do ensaio de compressão não confinada para analisar se a mesma está influenciando de maneira significativa na resistência.

É possível que um corpo de prova de solo puro possa apresentar resistência à compressão simples superior à do respectivo solo acrescido de certa quantidade de cimento, porém, no estado saturado, mesmo que ambos os corpos de provas estejam moldados com as mesmas características de índices físicos.

2.1.3 – Diferença entre a influência da sucção matricial e tensão de confinamento

Embora a sucção influencie na resistência de maneira semelhante a uma pressão de confinamento, entretanto, apresentam diferenças significativas. Considere-se dois corpos de prova, um submetido a uma sucção matricial $u_a - u_w = 300$ kPa, e outro submetido a uma pressão de confinamento $\sigma_3 = 300$ kPa. Em se tratando do estado de confinamento, pode-se alegar que os mesmos estão confinados a uma mesma magnitude, porém, a diferença encontra-se fisicamente na matriz dos mesmos antes e principalmente após a tensão de ruptura.

Por exemplo, apesar de ambos os corpos de provas estarem submetidos ao mesmo estado de confinamento de 300 kPa, o corpo de prova da sucção jamais poderá admitir o estado crítico, uma vez que esta condição só é possível quando a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) encontra-se estabilizada e o corpo de prova admite uma variação de forma, porém, com volume constante. O estado crítico só é possível quando o corpo de prova admite uma grande deformação, e neste caso, logo após a ruptura, o corpo de prova “confinado” pela sucção sofre uma destruição de toda a sua estrutura devido à perda da sucção proporcionada pelo afastamento dos grãos na zona pertencente à cunha de ruptura.

Outra diferença está no fato de que os grãos da matriz do corpo de prova submetido à sucção, não possuem a mesma lubrificação dos grãos da matriz do corpo de prova submetido à pressão de confinamento; este último possivelmente apresentará menor atrito entre grãos devido a presença constante da água.

Uma outra diferença existente entre os dois estados de confinamento citados é que, com base no exposto no parágrafo anterior, também se torna impossível obter parâmetros de pós-ruptura tais como resistência residual, ângulo de atrito a volume constante e ângulo de dilatância para corpos de prova que estejam submetidos ao estado de confinamento por sucção.

É importante que o leitor saiba que as diferenças citadas nos dois últimos parágrafos referem-se a corpos de prova não cimentados. E também que, quando se deseja obter o estado crítico de um determinado material, deve-se utilizar um índice de vazios relativamente elevado e escolher também um ensaio do tipo CIU ao invés do CID, para favorecer inicialmente o aumento da pressão neutra e conseqüentemente o deslizamento entre si dos grãos do solo na estrutura da matriz.

A seguir referem-se outras informações que devem ser observadas quando da realização de um ensaio de compressão não confinada.

2.1.4 – Tamanho máximo do grão

O tamanho máximo que um grão de solo pode possuir, para um determinado tipo de ensaio, deve ser menor ou igual a 10% da menor dimensão de um corpo de prova. Por exemplo, se utilizar corpos de prova cilíndricos de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro (menor dimensão), deve-se utilizar o material que passa na peneira n.º 4 (4,8 mm) e, desprezar o material retido (Figura 3). Dimensões maiores de grãos podem tornar o tamanho do corpo de prova não representativo para a granulometria do solo.



Fig. 3 – a) Grãos retidos na peneira n.º 4 (4,8 mm);
b) Moldagem de corpo de prova com $h = 10$ cm e $\phi = 5,0$ cm (Guedes, 2013).

2.1.5 – Tipos de equipamento utilizados

É indiscutível que os equipamentos mais modernos fornecem resultados mais confiáveis do que os antigos. Por exemplo, considerando que todos os equipamentos encontram-se rigorosamente aferidos, uma célula de carga possui maior sensibilidade e precisão do que um anel dinamométrico. Uma célula de carga pode registrar até um milésimo de unidade de força (0,001 N).

Outro dispositivo o qual possui influência muito significativa nos valores dos parâmetros de um material é o medidor de deformação. Os parâmetros tais como módulos de deformabilidade tangente, elasticidade, secante, coeficiente de Poisson, etc., são influenciados diretamente pelo medidor de deformação. Por exemplo, não é confiável utilizar em projeto os resultados dos módulos citados acima, se os mesmos foram obtidos por meio do uso de um extensômetro conforme detalhes do ensaio ilustrado na Figura 4a.

Como se pode observar na Figura 4a, o extensômetro não registra a deformação direta do corpo de prova, mas sim a elevação da base da prensa, o que leva muitos operadores a crer ser a deformação sofrida pelo corpo de prova. Porém, ao se trabalhar com dispositivos que são fixados diretamente no maciço do corpo de prova, observa-se nitidamente que estes registram precisamente a deformação linear sofrida pelos mesmos quando da aplicação da carga axial. Além do mais, são colocados em lados opostos com o objetivo de obter uma média da deformação real sofrida pelo material em estudo. Estes últimos, além de serem mais precisos, também são muito práticos de serem utilizados.

Os dispositivos ilustrados na Figura 4b são chamados de LDT (*Linear Displacement Transducers*), ou seja, transdutores de deslocamento linear.

A forma de aquisição dos dados de um ensaio também é fator essencial na precisão dos resultados, pois resultados obtidos por meio do preenchimento manual do operador são mais susceptíveis ao erro do que os registrados por um programa computacional.

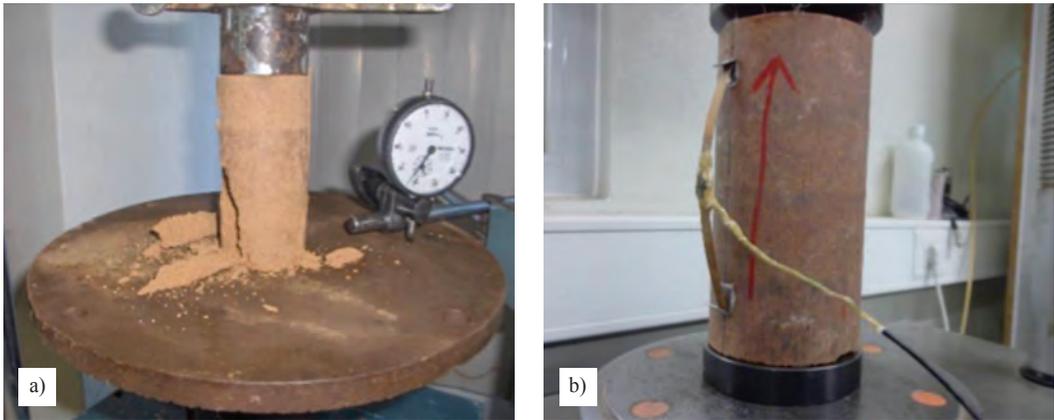


Fig. 4 – a) Extensômetro; b) LDT (Guedes, 2013).

2.2 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de tração por compressão diametral, também chamado de ensaio de tração indireta ou ensaio brasileiro (*Brazilian Test*), foi desenvolvido de maneira independente no Brasil e no Japão em 1943.

No Brasil este ensaio foi desenvolvido pelo Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, quando da tentativa de mover para outro lugar a igreja de São Pedro dos Clérigos (construída em 1732 na cidade do Rio de Janeiro) em cima de rolos de concreto.

O ensaio é realizado por meio da aplicação de uma carga de compressão em um corpo de prova cilíndrico que se encontra entre duas peças retangulares, com dimensões em função do diâmetro do corpo de prova, localizadas de maneira diametralmente opostas (ver Figura 5a).

O mecanismo do ensaio desenvolve-se da seguinte maneira: para um material elástico as condições impostas pela carga, além de causar compressão, também produzem uma tensão de tração praticamente uniforme ao longo de uma área significativa do plano diametral contendo a carga aplicada (ver Figura 5b).

Devido ao fato da aplicação da carga de compressão ser tecnicamente mais fácil do que a aplicação da carga de tração, este ensaio foi considerado como “ensaio ideal” para a avaliação das propriedades de tração em materiais frágeis, tais como pedra e cimento Portland, concreto (Blakey e Beresford, 1955; Thaulow, 1957; Berenbaum e Brodie, 1959; Fairhurst, 1964), bem como concreto betuminoso e outros materiais (Livneh e Shklarsky, 1962).

Hondros (1959) demonstrou que o ensaio também proporciona um meio simples e preciso para determinação das propriedades elásticas do concreto de cimento Portland.

Pesquisas de laboratório conduzidas por Hadley *et al.* (1970), e o fato de algumas camadas da estrutura do pavimento estarem sob tensões de tração/compressão, validou e promoveu a utilização deste ensaio para avaliar as propriedades elásticas do concreto betuminoso (Schmidt, 1972).

Como o concreto betuminoso é utilizado na camada de revestimento de um pavimento e esta, por sua vez, encontra-se exposta diretamente à ação do tráfego, sendo submetida constantemente a ciclos de carga e descarga, procedimentos apropriados do ensaio de tração por compressão

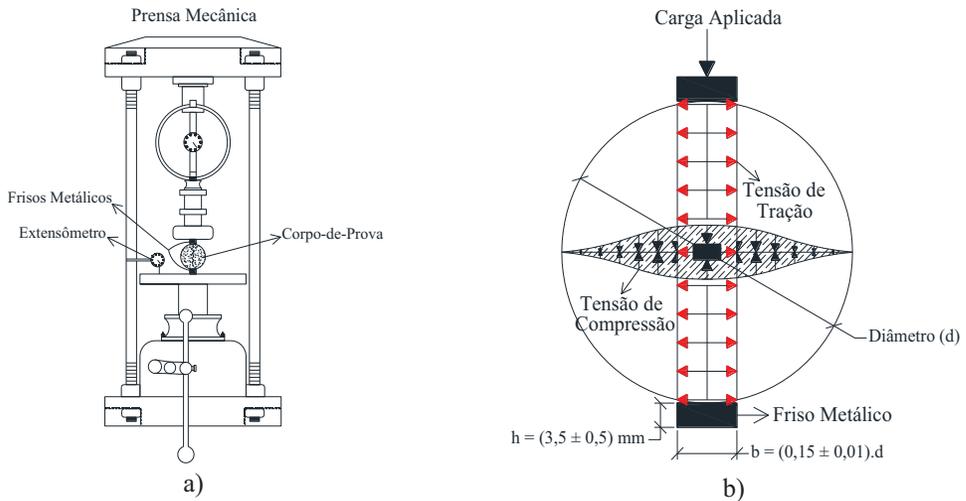


Fig. 5 – a) Ensaios de tração por compressão diametral; b) Tensões desenvolvidas no corpo de prova durante o ensaio (Guedes, 2013).

diametral foram desenvolvidos e implementados rotineiramente na prática, em que as amostras são submetidas a ciclos de carga/descarga.

Os resultados destes ensaios são usados para determinar os parâmetros elásticos, tais como módulo de Young e coeficiente de Poisson. Na literatura técnica voltada para pavimentação, o termo módulo de resiliência (M_R) é tradicionalmente usado ao invés dos termos módulo de elasticidade (E) ou módulo de Young.

Quando se realiza o ensaio de tração por compressão diametral aplicando uma velocidade constante de deformação (EN13286, 2004) ou carregamentos cíclicos (ASTM D 4123-82, 1987) objetivando obter parâmetros elásticos, considerando o material em análise como de comportamento elástico linear, as tensões e as deformações desenvolvidas na amostra cilíndrica podem ser obtidas a partir de uma solução elástica linear tais como as que satisfazem a lei de Hooke, conforme equações detalhadas a seguir:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{xx} - \nu \cdot (\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (1)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{yy} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (2)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{zz} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (3)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xy} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xz} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{yz} \quad (6)$$

σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} – tensões normais;

ϵ_{xx} , ϵ_{yy} e ϵ_{zz} – deformações correspondentes às tensões normais;

σ_{xy} , σ_{xz} e σ_{yz} – tensões de cisalhamento;

ϵ_{xy} , ϵ_{xz} e ϵ_{yz} – deformações correspondentes às tensões de cisalhamento;

E – módulo de Young ou módulo de resiliência ou ainda módulo de elasticidade;

ν – coeficiente de Poisson.

O módulo de Young e o coeficiente de Poisson podem ser relacionados entre si constituindo outros dois parâmetros do material, como, por exemplo, o módulo volumétrico K, que relaciona a deformação volumétrica com a tensão média, e o módulo cisalhante G, que relaciona a deformação cisalhante com a correspondente tensão de cisalhamento. As relações entre os parâmetros citados estão detalhadas a seguir:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (7)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (8)$$

A solução elástica mais frequentemente utilizada para resolver problemas de tensões e deformações, é a solução analítica desenvolvida por Hondros (1959). A solução proposta por este pesquisador se aplica a um carregamento radial por uma pressão p uniformemente distribuída atuando sobre um arco finito no comprimento total da amostra cilíndrica (ver Figura 6a).

Na interpretação do ensaio, apenas são usadas as tensões σ_{xx} e σ_{yy} ao longo dos eixos x e y centralmente localizados, e são calculadas fazendo-se uso das seguintes fórmulas:

$$\sigma_{xx}(x, 0) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} - \arctan \left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (9)$$

$$\sigma_{yy}(x, 0) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} + \arctan \left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (10)$$

$$\sigma_{xx}(0, y) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} - \arctan \left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2}}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (11)$$

$$\sigma_{yy}(0, y) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} + \arctan \left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2} \cdot \tan(\alpha)}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \right) \right] \quad (12)$$

P - resultante (força) da pressão p;

a - largura da faixa de carga;

L - comprimento do cilindro;

R - raio do cilindro;

$2k = 2\alpha$ - ângulo ilustrado na Figura 6a;

Nota - as tensões de compressão são consideradas como negativas.

Nota-se que as expressões apresentadas anteriormente são independentes do módulo de Young e do coeficiente de Poisson, assim como do cilindro estar no estado plano de tensão ou na condição de deformação plana (Drescher *et al.*, 1996).

Observa-se também que, como os eixos centrais x e y são os eixos principais de tensão, não existem tensões de cisalhamento ao longo dos respectivos eixos, ou seja $\sigma_{xy}(x, 0) = \sigma_{xy}(0, y) = 0$.

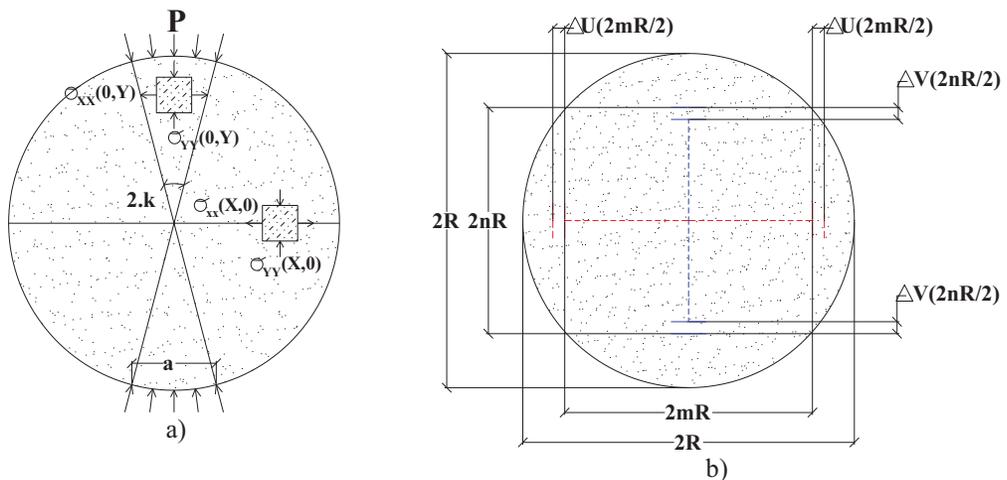


Fig. 6 – Compressão diametral: a) Definições; b) Segmentos diametraes (Drescher *et al.*, 1996).

Por meio da Figura 7 ilustra-se as distribuições das tensões normalizadas por $\pi RL/P$ para um valor da largura da faixa de carregamento $a/2R=1/8$. Ao longo do eixo x (diâmetro horizontal), desenvolvem-se tensões de tração na direção horizontal e de compressão na direção vertical. Ao longo do eixo y (diâmetro vertical), a tensão vertical é de compressão, enquanto a tensão horizontal varia de uma tração quase constante na região central, até uma elevada compressão próximo do contorno carregado. Em confronto com as tensões, as deformações ao longo dos eixos x e y dependem de o cilindro estar no estado plano de tensão (cilindro curto) ou de deformação (cilindro longo). Na prática, os cilindros utilizados são curtos, e as tensões são calculadas por:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{xx} - \nu \cdot \sigma_{yy}) \quad (13)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{yy} - \nu \cdot \sigma_{xx}) \quad (14)$$

Com base nas equações detalhadas, verifica-se que as deformações não dependem apenas das tensões, mas também dos valores do módulo de Young e do coeficiente de Poisson.

A base para a avaliação dos parâmetros elásticos (módulo de Young e coeficiente de Poisson) são as equações apresentadas anteriormente.

Em princípio, qualquer ponto ao longo dos eixos x e y pode ser selecionado para determinar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson se as deformações ε_{xx} e ε_{yy} correspondentes à força P forem medidas neste ponto.

Contudo, os parâmetros elásticos avaliados seguindo este modelo de cálculo podem não ser representativos, como, por exemplo, para o concreto betuminoso, onde as deformações variam de maneira heterogênea em toda a amostra devido ao agregado, o asfalto e os espaços vazios, pois cada um admite uma característica de deformabilidade diferente.

Uma abordagem mais apropriadamente representativa seria medir as deformações ε_{xx} e ε_{yy} em diversos pontos, e em seguida calcular os parâmetros elásticos médios.

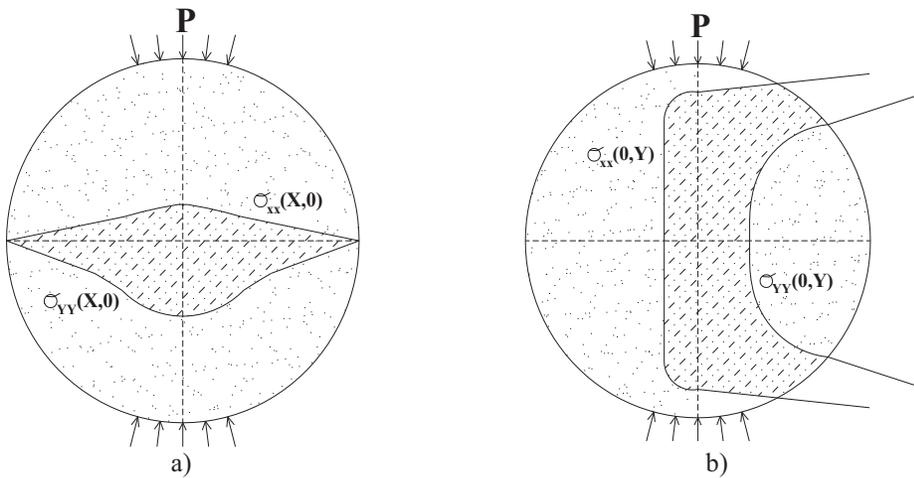


Fig. 7 – Distribuição de tensões: a) No diâmetro horizontal; b) No diâmetro vertical (Drescher *et al.*, 1996).

Uma alternativa, preferível do ponto de vista experimental, consiste não em medir as tensões locais, mas a variação do comprimento em dois segmentos centrais localizados ao longo dos eixos x e y (ver Figura 6b).

Sendo assim, considera-se um segmento ao longo do diâmetro horizontal de comprimento $2.m.R$, e outro ao longo do diâmetro vertical de comprimento $2.n.R$, em que R é o raio da amostra, e m e n são números que variam entre 0 e 1; quando $m=n=0$ o segmento possui comprimento nulo (centro); quando $m=n=1$ os segmentos têm valor igual ao diâmetro do cilindro. Então, a variação do comprimento do segmento horizontal,, e do segmento vertical, ΔU podem ser expressos pelas seguintes equações:

$$\Delta U = \int_{-mR}^{mR} \varepsilon_{xx}(x,0)dx \quad \Delta V = \int_{-nR}^{nR} \varepsilon_{yy}(0,y)dy \quad (15)$$

Nota – ΔU e ΔV e são positivos quando ocorre aumento de comprimento.

Com base nas equações (9) a (14) e nas seguintes expressões auxiliares:

$$I_1 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{xx}(x,0)dx \quad (16)$$

$$I_2 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{yy}(x,0)dx \quad (17)$$

$$I_3 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{xx}(0,y)dy \quad (18)$$

$$I_4 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{yy}(0,y)dy \quad (19)$$

pode-se reescrever as equações (15) como:

$$\Delta U = \frac{P}{E.L} .(I_1 - \nu .I_2) \quad (20)$$

$$\Delta V = \frac{P}{E.L} .(I_4 - \nu .I_3) \quad (21)$$

Resolvendo o sistema constituído por estas duas equações, pode-se finalmente determinar os parâmetros elásticos utilizando as seguintes expressões:

$$E = \frac{I_1 - \nu .I_2}{\Delta U} . \frac{P}{L} = \frac{I_4 - \nu .I_3}{\Delta V} . \frac{P}{L} = \frac{I_1 .I_3 - I_2 .I_4}{I_3 .\Delta U - I_2 .\Delta V} . \frac{P}{L} \quad (22)$$

$$\nu = \frac{I_4 .\Delta U - I_1 .\Delta V}{I_3 .\Delta U - I_2 .\Delta V} \quad (23)$$

As variações ΔU da dimensão do segmento horizontal e ΔV da do vertical devem ser medidas durante o ensaio. Verifica-se que para determinados R , a , m , e n , os coeficientes I_1 , I_2 , I_3 e I_4 são constantes, como detalhado no Quadro 1.

Quadro 1 – Detalhes dos valores das constantes I (Drescher *et al.*, 1996).

m, n	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
$a/(2.R) = 1/8$				
0,25	0,144357	-0,450802	0,155789	-0,488592
0,50	0,233936	-0,780056	0,307445	-1,069463
0,75	0,265925	-0,952670	0,430875	-1,934486
1,00	0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913
$a/(2.R) = 1/12$				
0,25	0,145731	-0,451662	0,157661	-0,490068
0,50	0,235795	-0,780761	0,313458	-1,075558
0,75	0,267801	-0,952866	0,455791	-1,969691
1,00	0,271760	-1,000000	-0,041736	-4,085948
$a/(2.R) = 1/100$				
0,25	0,146809	-0,452338	0,159133	-0,491231
0,50	0,237250	-0,781312	0,318240	-1,080415
0,75	0,269267	-0,953019	0,477140	-1,999690
1,00	0,273218	-1,000000	-0,004996	-6,750997
$a/(2.R) = 1/500$				
0,25	0,146824	-0,452347	0,159154	-0,491248
0,50	0,237270	-0,781320	0,318307	-1,080480
0,75	0,269288	-0,953021	0,477452	-2,000130
1,00	0,273239	-1,000000	-0,001000	-8,796230

A precisão na determinação dos parâmetros elásticos a partir das equações detalhadas anteriormente depende de diversos fatores. Em primeiro lugar, a resposta do material pode não ser puramente elástica ou, mesmo quando elástica, pode ser não linear. Uma resposta elástica não linear significa que, mesmo que as deformações sejam totalmente recuperáveis e independentes do tempo, elas são funções não lineares das tensões. A não linearidade induzida pelas tensões aumenta com a magnitude destas, e isto pode ocorrer na proximidade da zona de aplicação do carregamento, onde as tensões são mais elevadas.

Outro fator que pode também influenciar nos valores dos parâmetros elásticos pode ser um contato imperfeito entre o contorno curvo da peça de carregamento fabricada em aço e a superfície cilíndrica da amostra, o qual introduz uma diferença na área de aplicação de carga.

Por fim, a distribuição da pressão radial ao longo da interface de contato pode não ser uniforme, ou ser acompanhada por tensões de corte, o que não é incorporado na solução. Na verdade, a amostra cilíndrica é carregada por uma peça rígida que impõe deslocamentos e não uma pressão uniforme.

Todas estas fontes de erros apontam para a área de contacto da peça de carregamento e da zona vizinha como sendo a região em que os desvios em relação às soluções teóricas são mais susceptíveis de ocorrer.

Dessa maneira, confiar nas leituras das medições de variação do comprimento total do diâmetro vertical da amostra é questionável, e pode levar a erros inevitáveis quando se tenta avaliar os parâmetros elásticos do material em análise.

Em particular, os valores irrealistas obtidos para o coeficiente de Poisson, que são muitas vezes relatados, podem ser uma prova indireta desse problema na medição. A realização de medições durante o deslocamento em uma pequena região, com localização central no diâmetro vertical, por outro lado, pode ser visto como uma opção corretiva viável, e esta encontra-se analisada a seguir com mais detalhe.

O ponto inicial consiste na observação de que a certa distância a partir da peça de carregamento, as tensões horizontais e verticais ao longo do diâmetro vertical são relativamente pequenas e quase constantes (ver Figura 7).

Os cálculos que utilizam valores diferentes de $a/2R$ mostram que a largura da zona de carga tem pouco efeito sobre essas tensões. Isto encontra-se detalhado nas Figuras 8a e 8b, para três razões de $a/2R$ iguais a $1/8$, $1/12$ e $1/500$. Para avaliar a influência da não uniformidade da pressão de contato, as soluções apresentadas foram utilizadas em conjunção com o princípio da sobreposição, que permite construir a solução por meio de uma soma de duas ou mais soluções anteriores.

No caso de aplicação da carga por meio de um bloco rígido, as tensões mais altas são esperadas nas extremidades (p_a) mais do que no centro (p_0) da zona de contato. Por meio das Figuras 8c e 8d ilustram-se as resultantes horizontal e vertical das tensões normalizadas ao longo dos eixos x e y , que correspondem à mesma força total P com distribuições diferentes da pressão de contato caracterizadas pela relação p_a/p_0 . Tal como no caso da largura carregada, o efeito da pressão não uniforme é pouco perceptível na parte central da amostra.

Este resultado está de acordo com uma solução numérica, utilizando o método dos elementos finitos apresentado por Vinson (1989), que também incorporou a presença da tensão de cisalhamento no contato.

Por meio da Figura 6 ilustra-se como a medição da variação do comprimento em uma região vertical central curta, menor do que o diâmetro, pode efetivamente aliviar as imprecisões mencionadas anteriormente, e esta verificação é relatada nos trabalhos desenvolvidos por Sousa *et al.* (1991) e Lytton *et al.* (1993). As expressões para calcular o módulo de Young e o coeficiente de Poisson são as equações (22) e (23) com os valores apropriados de I_1 , I_2 , I_3 , e I_4 .

Na norma ASTM D4123-82 (1987), o módulo de Young (E) (também conhecido como módulo elástico ou resiliente M_R), e o coeficiente de Poisson (ν), são calculados a partir das seguintes expressões:

$$E = \frac{0,27 + \nu}{\Delta U} \cdot \frac{P}{L} \quad (24)$$

$$\nu = -3,59 \cdot \frac{\Delta U}{\Delta V} - 0,27 \quad (25)$$

onde ΔU corresponde à variação da dimensão horizontal do diâmetro, ΔV é a variação da dimensão vertical do diâmetro, ambos para $m=n=1$. A equação do módulo de elasticidade detalhada corresponde à condição $a/2R=1/8$. A equação (25) é uma versão simplificada obtida desprezando o termo $0,063\Delta U$ em:

$$\nu = \frac{-3,59\Delta U - 0,27\Delta V}{0,063\Delta U + \Delta V} \quad (26)$$

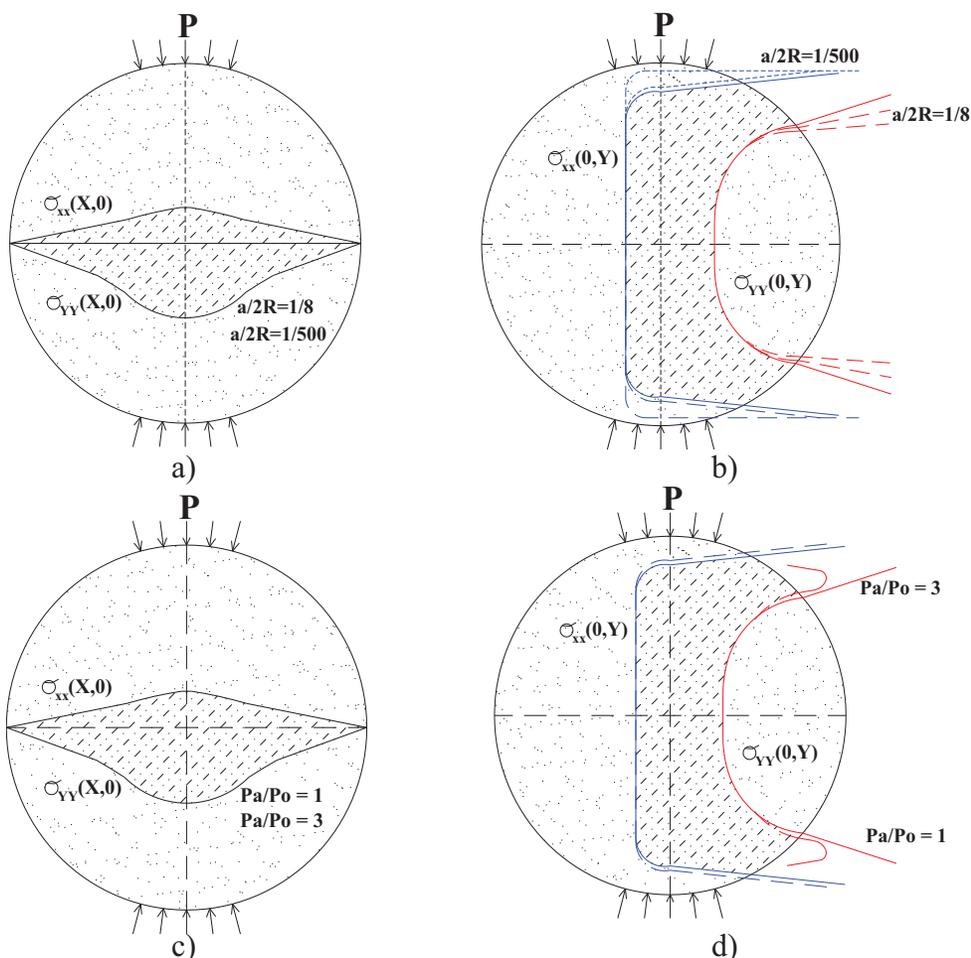


Fig. 8 – Influência da largura carregada: a) Tensões ao longo do diâmetro horizontal; b) Tensões ao longo do diâmetro vertical. Influência da distribuição da pressão: c) Tensões ao longo do diâmetro horizontal; d) Tensões ao longo do diâmetro vertical (Drescher *et al.*, 1996).

3 – SÍNTESE DOS ASPECTOS MAIS RELEVANTES ABORDADOS

As informações descritas neste trabalho servem para orientação no desenvolvimento dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral nos laboratórios das instituições de ensino e empresa do ramo. Essas informações são direcionadas principalmente para aqueles alunos que desenvolvem seus próprios ensaios durante a fase de pesquisa, seja na iniciação científica ou na pós-graduação. Deve ficar evidente, que para realização dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral, o corpo de prova deve admitir um grau de saturação bastante satisfatório de modo que a influência da sucção na resistência desenvolvida pela coesão (seja natural ou artificial), seja a mínima possível. É imprescindível que, sempre após os referidos ensaios, o valor da sucção seja determinado por meio do uso da técnica do papel filtro (Marinho, 1994), colocando-se o mesmo em contato exatamente na zona onde desenvolveu a ruptura do corpo de prova. A substituição de equipamentos antigos por mais modernos é outra

necessidade que alguns laboratórios geotécnicos possuem. Como foi visto, equipamentos como a célula de carga, LDTs e sistema de aquisição de dados eletrônicos, são mais precisos e menos susceptíveis a erros de leitura por parte do operador, quando comparados com os dispositivos e técnicas mais antigas. Nota-se claramente que com dispositivos mais modernos é possível obter parâmetros, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mais realísticos. Pois tais parâmetros são obtidos apenas no estado elástico do material, e nesta fase o corpo de prova possui deformações pequeníssimas apenas registradas por equipamentos precisos. Ainda em se tratando dos ensaios laboratoriais, deve-se ficar bem claro que, para determinar os parâmetros elásticos tais como o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, os dispositivos responsáveis pelo registro de deformações devem ficar em contato direto com o maciço do corpo de prova, pois apenas assim, registram de maneira mais precisa as deformações sofridas pelo mesmo.

4 – AGRADECIMENTOS

O primeiro autor manifesta o seu agradecimento a Universidade Federal de Campina Grande, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, à FACEPE, ao CNPq.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4123-82 (1987). *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*.
- ASTM D-2938 (1995). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*.
- Berenbaum, R.; Brodie, I. (1959). *Measurement of the Tensile Strength of Brittle Materials*. Brit. J. Appl. Phys., Vol.10, pp. 281-286.
- Blakey, F.A.; Beresford, F.D. (1955). *Tensile Strains in Concrete*. CSIRO Div. Build. Res. Rep. No.C2, 2-2, 15-31.
- CEN/EN-13286-7 (2004). *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Drescher, A.; Newcomb, D.; Zhang, W. (1996). *Reassessment of Diametral Compression Test on Asphalt Concrete*. Technical Report Documentation - Department of Transportation Minnesota, 90p.
- Fairhurst, C. (1964). *On the Validity of the “Brazilian” Test for Brittle Materials*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, pp. 535-546.
- Guedes, S.B. (2013). *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo-Cimento Microrreforçado com Fibras Sintéticas para Uso Como Revestimento Primário em Estradas Não-Pavimentadas*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 515 f.
- Hadley, W.O.; Hudson, W.R.; Kennedy, T.W. (1970). *A Method of Estimating Tensile Properties of Materials Tested in Indirect Tension*. Research Report No. 98-7, Centre for Highway Research, University of Texas.

- Hondros, G. (1959). *The Evaluation of Poisson's Ratio and the Modulus of Materials of a Low Tensile Resistance by the Brazilian (Indirect Tensile) Test with Particular Reference to Concrete*. Austral. J. Appl. Sci., Vol. 10, 3, pp. 243-268.
- Livneh, M.; Shklarsky, E. (1962). *The Splitting Test for Determination of Bituminous Concrete Strength*. Proc. AAPT, Vol. 31, pp. 457-476.
- Lytton, R.L.; Uzan, J.; Fernando, E.G.; Roque, R.; Hiltunen, D.; Stoffels, S.M. (1993). *Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for 87 Asphalt Binders and Paving Mixes*. SHRP-A-357, NRC, Washington, DC.
- Marinho, F.A.M. (1994). *Medição de sucção com o método do papel filtro*. X COBRAMSEF. ABMS, Foz do Iguaçu-PR, pp. 515-522.
- NBR-12025 (1990). *Compressão Simples em Corpos de Prova Cilíndricos. Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 2p.
- Schmidt, R.J. (1972). *A Practical Method for Measuring the Resilient Modulus of Asphalt-Treated Mixes*. Highway Research Record 404, Highway Research Board, pp. 22-32.
- Sousa, J.B.; Taylor, R.; Tanco, A.J. (1991). *Analysis of Some Laboratory Testing Systems for Asphalt-Aggregate Mixtures*. Paper No. 910743, 70th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.
- Thaulow, S. (1957). *Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders*. J. Amer. Concr. Inst. Proc., Vol. 28, 53, pp. 699-707.
- Vinson, T.S. (1989). *Fundamentals of Resilient Modulus Testing*. Workshop on Resilient Modulus Testing - State of the Practice. Oregon State University, Corvallis, March 28-30.