



**João André Custódio Tangarrinha**

**Análise comparativa de metodologias  
para avaliação das condições de fundação  
de pavimentos rodoviários**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Mestre Luís Manuel Trindade Quaresma

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Daniel Aelenei  
Vogal: Prof. Doutora Simona Fontul  
Vogal: Mestre Luís Manuel Trindade Quaresma

Dezembro 2011



“Copyright” João André Custódio Tangarrinha, da FCT/UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## **Agradecimentos**

Em primeiro lugar queria agradecer ao Professor Luis Quaresma por todo o apoio, disponibilidade, conhecimentos transmitidos, indispensáveis para a realização deste trabalho.

A todos os meus colegas que, directa ou indirectamente, contribuíram para a realização deste trabalho e para a minha formação académica.

Ao Luis Barrão pela ajuda e companheirismo, importante para a realização deste trabalho.

À minha família, pelo apoio demonstrado ao longo do meu curso e por terem contribuído para a minha formação e educação ao longo de toda a minha vida.

À Ana pela companhia, preocupação, motivação transmitidos durante a realização deste trabalho e noutros momentos.



## **Resumo**

As características da fundação são essenciais para o bom comportamento do pavimento, para a circulação efectuada em fase de obra e para impedir a ascensão da água por capilaridade, quer a curto quer a longo prazo.

O objectivo do presente trabalho é apresentar propostas para melhorar os procedimentos para classificação de plataformas de fundação de pavimentos.

Estas propostas incidem sobre a tradicional forma de classificar plataformas com base em tabelas, que em Portugal corresponde ao “Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional” da JAE (1995).

Foi também analisado uma tendência mais recente de classificação de plataformas com base em ensaios de carga realizados em fase de obra. Apresentam-se sugestões para uma metodologia baseada neste tipo de procedimento. Os ensaios de carga analisados foram o FWD e o ECP.

**Palavras Chaves:** Plataforma, Fundação de pavimentos, ECP, FWD, Módulo de defomabilidade



## **Abstract**

The characteristics of the foundation are essential both for an adequate behavior of road pavements and trafficability in the construction stage. The prevention of soil suction is another important factor.

The aim of the present work is to prepare proposals to improve the procedures for classifying platforms corresponding to pavement foundation.

These proposals focus on the traditional way of classifying platforms based on tables, in Portugal included in the “Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional” of JAE (1995).

The more recent procedures to classify platforms based on load tests performed at the construction phase are evaluated and suggestions for a methodology to classify platforms based on this type of tests are made. Those load tests are PLT and FWD.

**Key Words:** Platform, Pavement foundation, PLT, FWD, Deformability modulus



# Índice

1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento do trabalho .....	1
1.2. Organização da dissertação .....	1
2. Terraplenagem .....	3
2.1. Componentes dos trabalhos de terraplenagem.....	3
2.1.1. Escavação.....	4
2.1.2. Aterro .....	5
2.1.3. Particularidade das infra-estruturas de transporte lineares – gestão de materiais ..	7
3. Propriedades Tensão-Deformação do solo .....	10
3.1. Características de deformabilidade .....	10
3.2. Comportamento reversível.....	12
3.3. Módulo de reacção.....	14
3.4. Avaliação indirecta pelo CBR .....	16
3.4.1. Ensaio.....	17
3.4.2. Correspondência entre tipos de solo e classes de CBR.....	18
3.4.3. Relação entre CBR e módulo de deformabilidade .....	22
3.4.4. Efeito da água no CBR.....	23
3.4.5. Efeito da compactação e da embebição .....	25
4. Propriedades do solo-cimento.....	28
4.1. Composição e aplicação.....	28
4.2. Resistência Mecânica.....	29
4.3. Influência do estado de compacidade .....	32
4.4. Influência do tempo de cura.....	33
4.5. Fadiga .....	33
5. Avaliação das propriedades tensão-deformação com base em ensaios de carga .....	36
5.1. O que é um ensaio de carga .....	36
5.2. Placa perfeitamente flexível.....	36
5.3. Placa perfeitamente rígida.....	38

5.4.	Placa perfeitamente flexível para um sistema de duas camadas .....	39
5.5.	Placa perfeitamente flexível sobre sistema multi-camadas, retro-análise.....	43
5.6.	Equipamentos de ensaios de carga mais utilizados e os seus procedimentos .....	44
5.6.1.	Ensaio de carga com placa (ECP) .....	44
5.6.2.	Deflectómetro de impacto (FWD) .....	46
6.	Classificação de plataformas.....	48
6.1.	Consideração das condições de fundação no dimensionamento de pavimentos.....	48
6.2.	Previsão das condições de fundação com base em tabelas .....	49
6.2.1.	Modelo Francês.....	50
6.2.2.	Modelo Português .....	54
6.2.3.	Modelo Espanhol .....	56
6.2.4.	Aspectos utilizados nas metodologias Espanhola e Francesa, a incorporar na metodologia Portuguesa .....	58
6.3.	Avaliação das condições de fundação com base em ensaios de carga.....	60
6.3.1.	Introdução .....	60
6.3.2.	Nível de tensão.....	60
6.3.3.	Avaliação da influência das cargas no solo com a profundidade.....	61
6.3.4.	Trechos homogéneos.....	71
6.3.5.	Influência da presença de água nos solos da fundação .....	73
6.3.6.	Tempo de carga.....	73
6.3.7.	Sugestões para uma metodologia baseada em ensaios de carga .....	74
7.	Considerações finais e desenvolvimentos futuros .....	76
7.1.	Considerações finais .....	76
7.2.	Recomendações futuras .....	76
8.	Bibliografia .....	78

## Índice de Tabelas

Tabela 3.1. - Valores de coeficiente de Poisson para solos e rocha.....	12
Tabela 3.2 - Classificação de solos quanto ao seu CBR, segundo o modelo Português.....	19
Tabela 3.3 - Correspondência entre as classes de solo e o correspondente CBR e $E_{v2}$ , segundo o modelo Francês.....	20
Tabela 3.4 - Correspondência entre o tipo de solo e o respectivo CBR, segundo o modelo Francês.....	21
Tabela 3.5 - Comparação entre as classes S e o CBR.....	22
Tabela 3.6 - Resistência estimada de solos de estrada na proximidade do nível freático.....	24
Tabela 3.7 - Influência do teor de água na resistência do solo.....	24
Tabela 3.8 - Módulos de deformabilidade (MPa) de camadas de base e sub-base em função do estado de tensão $\Theta$ (MPa).....	25
Tabela 3.9 - Resultados de ensaios CBR para diferentes energias de compactação.....	26
Tabela 3.10 - CBR mínimo para a parte superior do aterro, a curto e longo prazo.....	27
Tabela 5.1 - Coeficiente $F_w$ obtido para os diversos casos.....	42
Tabela 6.1 - Critérios para definir a classe de plataforma.....	53
Tabela 6.2- Classes de fundação.....	54
Tabela 6.3 - Camada de leito em materiais tratados com ligantes hidráulicos.....	56
Tabela 6.4- Constituição de plataformas segundo o modelo espanhol.....	57
Tabela 6.5 - Correspondência entre as classes de solo e classes de CBR.....	58
Tabela 6.6 - Relação entre 1º, 2º e 3º impacto para o ECP.....	61





## Índice de Figuras

Figura 2.1- Perfil Transversal da terraplenagem, localização do leito de pavimento num perfil misto (Mira Fernandes, 1997) .....	4
Figura 2.2 - Constituição de um aterro (Mira Fernandes, 1997).....	6
Figura 2.3 - Diagrama de Bruckner (Abraham, et al, 2000) .....	8
Figura 2.4 - Curva de Bruckner (Abraham, e tal, 2000).....	9
Figura 3.1 - Ciclo de carga-descarga após elevado número de cargas aplicadas (Quaresma, 1985).....	10
Figura 3.2 - Evolução da extensão com a aplicação de vários ciclos carga-descarga (Quaresma, 1985) .....	13
Figura 3.3 - Extensão com parte reversível e parte permanente devido a cargas repetidas (Quaresma, 1985).....	14
Figura 3.4 - Provedor que entra em rotura (Quaresma, 1985).....	14
Figura 3.5 - Relação entre carga, deformação e modulo de reacção do solo.....	15
Figura 3.6 - Curvas de dimensionamento de pavimentos pelo método CBR (Quaresma, 1985) .....	16
Figura 3.7 - Realização de ensaio CBR in situ .....	18
Figura 3.8 - Módulo de deformabilidade obtido através da fórmula de Powel, W.D. et al, comparado com a fórmula de Brown, e tal. ....	23
Figura 3.9 - Ensaio CBR com diferentes valores de teor em água .....	27
Figura 4.1 - Ensaio compressão simples (Pereira, 2003).....	29
Figura 4.2 - Ensaio de resistência à tracção por compressão diametral (Pereira, 2003).....	30
Figura 4.3 - Ensaio de flexão (Pereira, 2003) .....	30
Figura 4.4 - Esquema referente aos vários esforços induzidos pelos vários ensaios (Quaresma, 1985) .....	31
Figura 4.5 - Valores de Modulo de deformabilidade e Resistência à tracção para diversos materiais, e obtidos através de ensaios diversos (Quaresma, 1985).....	31
Figura 4.6 - Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (Rodrigues, 2009) .....	33
Figura 4.7 - Representação esquemática da fadiga em camadas ligadas com cimento (Quaresma, 1985) .....	34
Figura 5.1 - Placa totalmente flexível, solo arenoso (Rossignolo <i>et al</i> , 2009) .....	36
Figura 5.2 - Placa totalmente flexível, solo argiloso (Rossignolo <i>et al</i> , 2009).....	37
Figura 5.3 - Placa totalmente rígida, solo arenoso (Rossignolo <i>et al</i> , 2009) .....	38
Figura 5.4 - Placa totalmente rígida, solo argiloso (Rossignolo <i>et al</i> , 2009).....	39

Figura 5.5 - Valores de influência para teoria de duas camadas (Burmister, 1943) .....	40
Figura 5.6 - Bolbos de influência de placas de diâmetro diferentes, quando sujeitas a carregamento .....	41
Figura 5.7 – Bolbos de influência de sistema de solo composto por duas camadas e solo homogêneo .....	41
Figura 5.8 - Resultado da aplicação da teoria de Burmister, para 2 camadas, utilizando 2 placas .....	42
Figura 5.9 - Bacia de influência resultante da aplicação de uma carga com FWD (CPREngenharia, 2011) .....	43
Figura 5.10 - Dispositivo de ensaio de carga .....	45
Figura 5.11 - Dynatest Model 800 (FWD) (Nazzal, 2003).....	46
Figura 5.12 - Representação esquemática da placa de carga e geofones .....	47
Figura 6.1 - Regras de classificação de solos (SCETAUROUTE,1998) .....	52
Figura 6.2 - Abaco de determinação da zona de resistência à tração para solos tratados (SCETAUROUTE, 1994) .....	59
Figura 6.4 - Representação esquemática do perfil utilizado para este cálculo, para uma plataforma F3, e uma classe de tráfego T6.....	62
Figura 6.5 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de base, à profundidade de 0,10 metros, para classe de tráfego T6.....	62
Figura 6.6 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de sub-base, à profundidade de 0,30 metros, para classe de tráfego T6.....	63
Figura 6.7 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da fundação, à profundidade de 0,50 metros, para classe de tráfego T6.....	63
Figura 6.8 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 0,80 metros, para classe de tráfego T6. ....	64
Figura 6.9 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1 metro, para classe de tráfego T6.....	64
Figura 6.10 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,2 metros, para classe de tráfego T6. ....	65
Figura 6.11 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,5 metros, para classe de tráfego T6. ....	65
Figura 6.12 - Representação esquemática do perfil utilizado para este cálculo, para uma plataforma F3, e uma classe de tráfego T2.....	66
Figura 6.13 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de base, à profundidade de 0,24 metros, para classe de tráfego T2.....	66
Figura 6.14 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de sub-base, à profundidade de 0,44 metros, para classe de tráfego T2.....	67
Figura 6.15 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da fundação, à profundidade de 0,64 metros, para classe de tráfego T2.....	67

Figura 6.16 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 0,8 metros, para classe de tráfego T2. ....	68
Figura 6.17 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1 metro, para classe de tráfego T2.....	68
Figura 6.18 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,2 metros, para classe de tráfego T2. ....	69
Figura 6.19 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,5 metros, para classe de tráfego T2. ....	69
Figura 6.20 - Variação da percentagem de pressão no solo com a profundidade, para o 1º caso.....	70
Figura 6.21 - Variação da percentagem de pressão no solo com a profundidade, para o 2º caso.....	70
Figura 6.22 - Deflexão no centro da placa e a 120cm do centro da placa, obtido através de FWD .....	72
Figura 6.23 - Valor acumulado da diferença entre a deflexão e a deflexão média .....	72



## **Lista de abreviaturas**

**CBR** – Índice de suporte California “California Bearing Ratio”

**E**- Módulo de deformabilidade

**E<sub>v2</sub>**- Valor do módulo de deformabilidade obtido no segundo ciclo do ensaio de carga com placa

**FWD**- Deflectómetro de impacto, “Falling Weight Deflectometer”

**ECP**- Ensaio de carga com placa

**PSA**- Parte superior do aterro





# **1. Introdução**

## **1.1. Enquadramento do trabalho**

Nos últimos anos tem-se dado relevo a uma correcta selecção de materiais, de forma a que os materiais de melhores características sejam colocados em parte superior do aterro e leito de pavimento. Esta necessidade de colocar os solos melhores nestas camadas prende-se com o facto de as cargas serem relevantes até uma profundidade de um metro, o que em aterro corresponde a PSA e leito de pavimento (JAE, 1995).

Por outro lado, as condicionantes a ter em conta na altura de definir o traçado conduzem à necessidade de atravessar terrenos de pior qualidade, o que leva ao recurso a soluções que evitem comportamentos indesejados. Para evitar estes comportamentos é necessário por vezes recorrer ao tratamento dos solos com cal e/ou cimento.

Tradicionalmente classificam-se plataformas com base em documentos normativos, baseados em tabelas. Este trabalho compara o documento de referência português, o “Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional” (JAE, 1995) com documentos de referência em Espanha e França. Da análise efectuada resultaram algumas sugestões para aperfeiçoar a versão actual do referido manual.

Tem sido tendência recente a utilização de ensaios de carga para avaliar as condições de execução dos pavimentos em obra, sendo os ensaios mais utilizados o deflectómetro de impacto (FWD) e o ensaio de carga com placa (ECP). As metodologias de avaliação de pavimentos baseadas nestes ensaios não estão bem definidas, pelo que foram feitas algumas reflexões sobre a metodologia a implementar, com base em ensaios de carga.

## **1.2. Organização da dissertação**

Optou-se por organizar esta dissertação em 8 capítulos, da seguinte forma:

No primeiro capítulo faz-se uma introdução aos temas a abordar.

No segundo capítulo descrevem-se os constituintes da estrutura da plataforma.

No terceiro capítulo abordam-se as características mecânicas do solo, incluindo os aspectos de deformações permanentes e reversíveis. Incluem-se também a avaliação indirecta.

No quarto capítulo abordam-se as propriedades de solos tratados ou melhorados com cimento.

Tendo em conta avaliar o comportamento tensão-deformação através da utilização de ensaios de carga, descreve-se a execução e interpretação destes ensaios. Estes aspectos são abordados no quinto capítulo.

O sexto capítulo estuda várias formas de classificação de plataformas, os manuais português, espanhol, francês e apresenta algumas sugestões que poderiam ser implementadas no manual português para o tornar mais completo e actualizado. Aborda também outra forma de classificação de plataformas, através de ensaios de carga e propõe um método de avaliação das características da plataforma, baseado naquele tipo de ensaio.

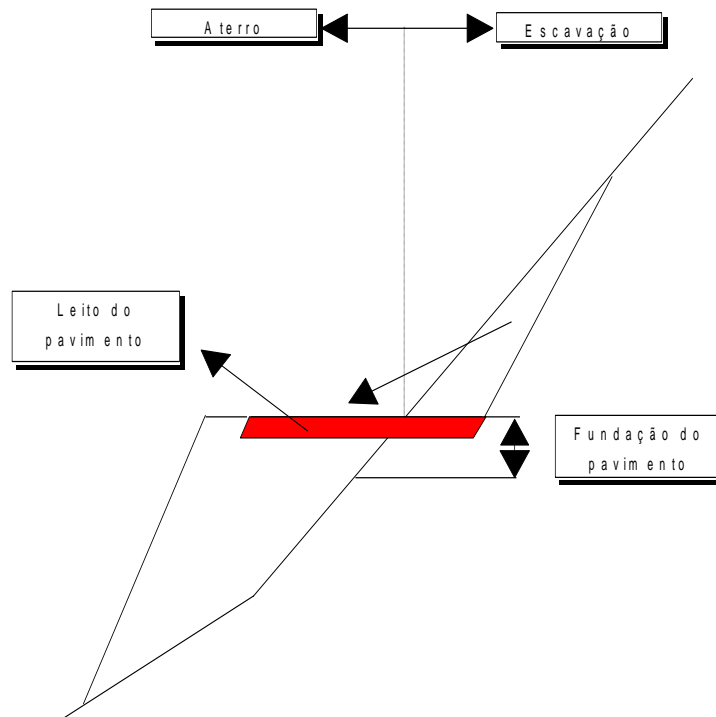
Reservou-se o sétimo capítulo para apresentar as conclusões finais e sugestões para desenvolvimentos futuros e o capítulo final para incluir as referências bibliográficas utilizadas para a elaboração deste trabalho.

## **2. Terraplenagem**

### **2.1. Componentes dos trabalhos de terraplenagem**

Os trabalhos iniciam com a preparação do terreno, sendo em primeiro lugar executada a desmatação, no qual se inclui o derrube de árvores, remoção de arbustos, remoção das raízes de ambos, limpeza do terreno, carregamento e transporte dos materiais removidos. Em seguida, e caso necessário, procede-se à demolição de construções existentes na zona de trabalhos. Posteriormente, procede-se à decapagem na linha de terra vegetal com a espessura média definida no projecto e a sua colocação em depósito ou vazadouro, o objectivo desta fase é garantir a necessária preparação das fundações dos aterros e salvaguardar toda a terra vegetal para posteriormente reutilizar no revestimento de taludes ou em aplicações previstas no estudo paisagístico. Após isto, procede-se à preparação da plataforma para a execução dos aterros, com o objectivo de garantir uma fundação regular e estável, para garantir condições de suporte adequadas para a compactação da primeira camada do corpo do aterro e a ligação desta primeira camada ao terreno natural.

No âmbito deste trabalho tem especial relevância referir a camada de leito de pavimento que faz a separação entre o pavimento e a restante terraplanagem com os terrenos restantes subjacentes. O objectivo desta separação, é que passem as menores deformações provocadas pelo solo ao pavimento, e em sentido inverso distribuir as cargas do pavimento pelo solo adjacente. Desta forma procura-se que a camada de leito de pavimento tenha um maior módulo de deformabilidade possível, de forma a ser o mais rígida possível, para por um lado ter deformações menores e por outro lado para melhor distribuir as cargas do pavimento sobre o solo adjacente. Uma maior rigidez do leito de pavimento distribui as cargas por uma área maior, desta forma a pressão actuante sobre o solo é inferior, do que num leito mais flexível, pois as cargas teriam um efeito mais pontual para este caso.



**Figura 2.1- Perfil Transversal da terraplenagem, localização do leito de pavimento num perfil misto (Mira Fernandes, 1997)**

### **2.1.1. Escavação**

As escavações são locais mais baixos que o local anterior à intervenção humana, pelo que é natural que sejam locais de maior propensão à passagem de água, assim devem assegurar um escoamento bastante eficaz das águas superficiais.

Quando se executa uma escavação não se deve ultrapassar as cotas mínimas previstas em projecto, mas caso isto aconteça, deve ser utilizado material com as características de leito de pavimento para repor os níveis previstos.

Ao realizar a escavação tem que se ter em conta as características do material a ser escavado e se este tem características apropriadas à zona que constitui o leito de pavimento. Assim, se tivermos a escavar um solo com características para leito de pavimento, deve ser efectuada uma escarificação de cerca de 30 cm segundo JAE (1995), e em seguida a regularização e compactação, de forma a obter as características necessárias, tais como inclinação transversal, a regularidade e compactação pretendida. Para o caso de os solos abaixo da camada de pavimento não sejam apropriados para a fundação do pavimento, deve-se proceder à substituição deste solo por materiais com características de leito de

pavimento, e executar a sua compactação, até atingir a compactação pretendida (Mira Fernandes, 1997). Em alternativa pode-se optar pelo tratamento dos solos, com cimento ou cal, de forma a atingir as características necessárias.

Para o caso da escavação ser efectuada em rocha, deverá limpar-se a plataforma e colocar materiais britados com uma espessura mínima de 15 cm, como leito de pavimento (JAE, 1995).

Um cuidado importante é a escolha do processo de escavação, podendo adoptar-se uma escavação por camadas ou uma escavação frontal, sendo esta última solução que menos expõe os materiais às condições atmosféricas (humedecimento em períodos de pluviosidade e secagem em períodos de insolação). Alguns elementos devido à sua grande dimensão, precisam de ser fragmentados ou eliminados. O teor em água de colocação dos solos deve ser o mais próximo possível do teor óptimo obtido no ensaio de compactação. Quando o material chegue ao aterro com um teor em água fora destes limites poderá actuar-se no sentido de modificar o seu estado hídrico, aumentando ou diminuindo o teor em água.

### **2.1.2. Aterro**

O projectista deve especificar quais os materiais a ser utilizados em aterro, em projecto, bem como a forma a ser colocados e compactados. As exigências são diferentes consoante o local onde são colocados. Os materiais a ser colocados em leito de pavimento são muito mais exigentes do que os colocados abaixo.

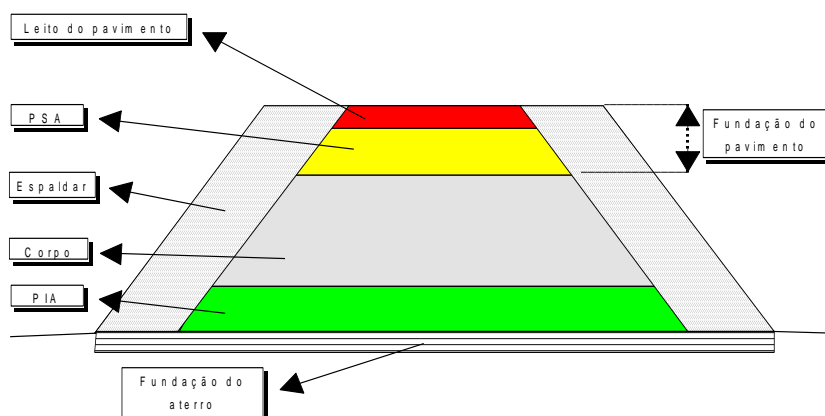
Normalmente os materiais utilizados, são provenientes de escavações a realizar ao longo do traçado, tentando aproveitar ao máximo os materiais existentes na obra. Para os materiais do leito de pavimento, se os existentes não tiverem as características necessárias, pode-se recorrer a materiais existentes nas proximidades, ou tratar os materiais existentes, com cimento ou cal.

Os materiais escavados para poderem ser reutilizados têm que estar em determinadas condições. No caso de um aterro, os materiais vão ser compactados, logo isto tem que ocorrer de forma controlada. Dois factores com grande importância é a natureza do solo e o seu teor em água, por isso, é necessário recorrer a certas medidas para tornar estes materiais mais apropriados à sua colocação nos aterros. Algumas formas de obter um teor mais desejável podem ser através da colocação em depósito provisório com o objectivo de expor o solo às condições atmosféricas existentes pode visar a redução ou o aumento do teor em água, pode também ser o espalhamento que permite por arejamento e exposição solar reduzir a humidade em excesso, caso as condições atmosféricas o favoreçam. Para facilitar esta secagem podem remexer-se os solos com grades de disco

ou motoniveladora. A rega pode visar manter o teor em água (compensando o efeito de evaporação intensa) ou, por outro lado, alterar o estado hídrico do material. Esta segunda operação é bastante delicada pois deve exigir uma rega abundante e um remeximento simultâneo para que a água penetre no material. A operação pode ser simplificada se for efectuada a rega no depósito ou na escavação. A protecção dos materiais durante o transporte de forma a não alterar o teor em água é bastante importante. Uma outra solução pode ser ainda o tratamento com cal, pois permite reduzir o teor em água e reduzir a argilosidade de solos finos, ou um tratamento com ligante hidráulico, em geral cimento (Mira Fernandes, 1997).

Os aterros podem ser diferenciados em seis zonas, que podem ser observadas durante a sua execução. Sendo essas seis zonas a fundação do aterro, parte inferior do aterro (PIA), corpo ou núcleo do aterro, parte superior do aterro (PSA), leito do pavimento e espaldar do aterro.

A fundação do aterro é o terreno sobre o qual se constrói o aterro. A Parte inferior do Aterro (PIA) é a parte do aterro que assenta sobre a fundação, normalmente constituída pelas duas primeiras camadas do aterro. O corpo ou núcleo do aterro é a parte do aterro que fica entre a fundação e a parte superior do aterro. A parte superior do aterro (PSA) deve ter entre 0,40 e 0,85 metros de espessura (Mira Fernandes, 1997), é sobre esta parte que assenta a camada de leito de pavimento, esta parte pertence à fundação de pavimento. O leito de pavimento é a última camada do aterro, e tem uma relevante importância em garantir boas condições de fundação ao pavimento, não só após a obra, mas também durante a realização da obra, garantindo que seja possível o tráfego na fase de obra e uma boa compactação da primeira camada de pavimento. Espaldar do aterro é a zona de aterro que inclui os taludes e é compreendida entre a superfície e uma faixa de no mínimo 4 metros, tendo por vezes uma função de maciço estabilizador (Mira Fernandes, 1997).



**Figura 2.2 - Constituição de um aterro (Mira Fernandes, 1997)**

Nas várias zonas do aterro há que ter cuidados especiais com os materiais a ser utilizados. Na parte inferior do aterro e espaldar, devemos evitar a utilização de finos (material que passa no peneiro nº200 ASTM, ou material que passa no peneiro  $< 0,063$  mm, segundo a EN 933-1:2000), por norma não deve exceder os 15%. Deve ser evitado a utilização de solos muito erodíveis na zona dos espaldares. Deve ser garantida a necessária resistência ao corte, na base do aterro. No caso de se optar por utilizar enrocamento, devem ser utilizados materiais pouco sensíveis à água e não devem ser utilizados materiais provenientes de rochas argilosas ou fragmentáveis e degradáveis.

No corpo do aterro, é de evitar a utilização de materiais com matéria orgânica ou muito argilosos, evitar também o recurso a técnicas do tipo sandwich de modo a garantir um comportamento uniforme e contínuo do aterro. No caso de se recorrer a material rochoso, deverá ser reduzida dimensão dos blocos sucessivamente, da base para o topo do corpo do aterro.

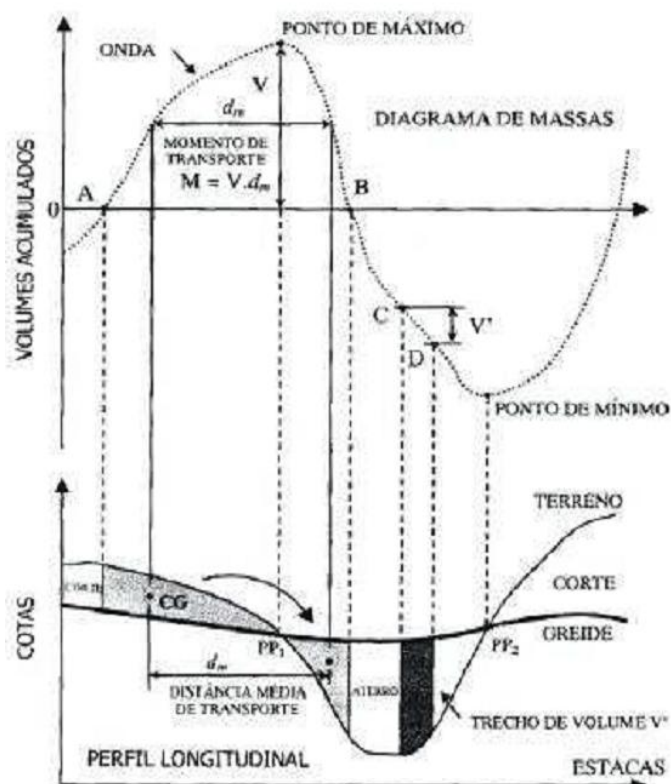
Para o leito de pavimento, deve ser tido em conta que os solos a ser utilizados deverão respeitar as seguintes condições: no máximo 15% passar no peneiro nº200 (ASTM), limite de liquidez máximo de 25% e índice de plasticidade máximo de 6%. Podendo também ser utilizados agregados britados ou não britados e ainda solos tratados (Mira Fernandes, 1997).

### **2.1.3. Particularidade das infra-estruturas de transporte lineares - gestão de materiais**

Para a movimentação de terras há dois estudos fundamentais para o correcto dimensionamento das equipas de trabalho e a adequada elaboração do cronograma de uma obra, o cálculo dos volumes a movimentar e o cálculo das distâncias de transporte.

Para obtenção dos volumes a movimentar, começa-se por realizar o cálculo das áreas das secções. Estas secções, quer de escavação, quer de aterro, encontram-se em maciços de terra que quase sempre são, de forma aproximada, prismas trapezóides. Os volumes são inicialmente obtidos, calculando o volume de cada segmento compreendido entre duas secções transversais consecutivas. Para isto admite-se que o terreno varia de forma linear entre duas secções consecutivas, o que de certa forma, para distâncias de 20 metros, não gera erros significativos. Os volumes genéricos totais dos cortes e/ou aterros podem ser obtidos pela somatória dos valores calculados entre as suas diversas secções. Estes volumes podem-se considerar de sinal positivo (+) escavação e negativo (-) aterro. Ao longo do traçado vão-se somando estes volumes, obtendo o volume acumulado nas diferentes distâncias do percurso.

Com estes volumes acumulados constrói-se o Diagrama de Bruckner, com base numa tabela de volumes acumulados elaborada após o cálculo das áreas das secções transversais e dos volumes entre as secções prismáticas. Primeiro, calcula-se as chamadas ordenadas de Bruckner, as quais correspondem aos volumes de escavação (+) e aterros (-), acumulados sucessivamente, sendo o somatório dos volumes feitos a partir de uma ordenada inicial arbitrária. As ordenadas calculadas são plotadas, de preferência sobre uma cópia do perfil longitudinal do projecto. No eixo das abcissas é colocado o avanço no percurso da estrada e no eixo das ordenadas, numa escala adequada, os valores acumulados para as ordenadas de Bruckner (volumes + ou -), secção a secção. Unindo os pontos marcados, por uma linha curva, formam o Diagrama de Bruckner (Abraham, et al, 2000).

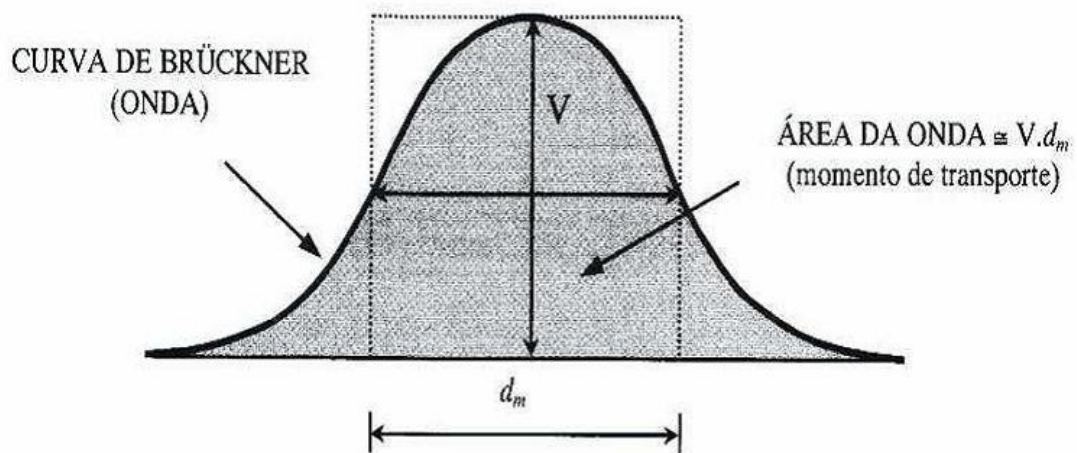


**Figura 2.3 - Diagrama de Bruckner (Abraham, et al, 2000)**

Analisando o diagrama de Bruckner, podemos observar que um trecho ascendente no diagrama, corresponde a uma escavação, e um trecho descendente do diagrama corresponde a um trecho de aterro. A diferença de ordenadas entre dois pontos do diagrama mede o volume de terra entre esses pontos. Os picos do diagrama correspondem aos pontos de inversão escavação/aterro e o inverso, isto é, o ponto máximo corresponde a uma passagem de escavação para aterro, e o ponto mínimo corresponde a uma passagem de aterro para escavação.

Momento de transporte é quando se executa um transporte de solo de uma escavação para um aterro, as distâncias de transporte alteram-se a cada viagem, sendo necessária, portanto, a determinação de uma distância média de transporte. Pelo diagrama, esta distância deverá ser igual à distância entre os centros de gravidade dos trechos de escavação e aterro compensados.

O cálculo do momento de transporte é feito de forma bastante simples, primeiro considera-se metade da altura da curva e traça-se uma horizontal nesta altura. A distância média de transporte é a distância entre os pontos de intersecção desta recta com o diagrama, medida na escala horizontal do desenho.



**Figura 2.4 - Curva de Bruckner (Abraham, e tal, 2000)**

O momento de transporte é igual à área da onda de Bruckner, que pode ser estimada pelo produto da altura da onda (V) pela distância média de transporte (dm), como é apresentado na figura 2.4. O momento de transporte total de um trecho será dado pelo somatório dos trechos compensados, mais os volumes dos trechos que não foram reutilizados, mais os trechos de empréstimo.

Empréstimo é a situação em que o volume de escavação não é suficiente para a construção dos aterros, efectua-se escavação complementar em local escolhido em função da localização, da distância e da qualidade do solo e transporta-se o material até ao aterro.

Há situações em que o material escavado não é reutilizado. Nestes casos em que não serve para a construção dos aterros, devido à falta de qualidade, estamos perante material de refugo, ou casos em que o volume de terra escavada é superior ao necessário para construção de aterros. Nestes casos, o excesso de material, será descartado, sendo transportado e depositado em local conveniente.

### 3. Propriedades tensão-deformação do solo

#### 3.1. Características de deformabilidade

Admitindo-se um comportamento elástico, tem que se ter em conta duas características: módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson.

O módulo de deformabilidade é a relação entre a tensão aplicada num material e a deformação, medida sob a forma de extensão. Esta relação corresponde a um comportamento não linear, uma vez que com o aumento da pressão aplicada, o incremento de deformação será menor.

Este comportamento não linear leva a um comportamento não elástico, como se pode ver na figura 3.1 a linha de carga e descarga não são coincidentes.

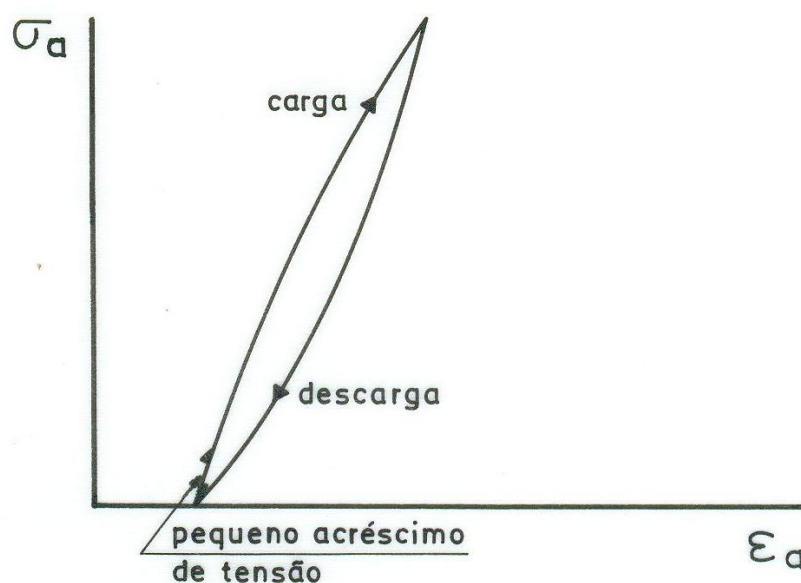


Figura 3.1 - Ciclo de carga-descarga após elevado número de cargas aplicadas (Quaresma, 1985)

Ao longo do tempo houve várias formas de tentar estimar o valor do módulo de deformabilidade, através de relações constitutivas do tipo linear e das camadas granulares de pavimentos flexíveis. A Shell Oil Company, propôs a seguinte expressão que permite obter o módulo

de deformabilidade de uma camada granular (E1) em função da sua espessura (h2) em mm, e do módulo de deformabilidade (E2) do solo da fundação:

$$E_1 = K_1 \cdot E_2 \quad [3.1]$$

$$\text{em que } K_1 = 0,2 \cdot h_2^{0,45} \quad [3.2]$$

O estado de compactação é influenciado pela granulometria, a natureza do material granular e a forma das partículas. Desta forma, pretende-se através da granulometria adequada, obter a máxima compactação possível. Para que isto aconteça será necessário haver o menor espaço livre entre partículas possível, organizando os elementos de forma a que, os espaços entre os elementos de maiores dimensões fique preenchido pelos de menores dimensões, e que os espaços entre estes de menores dimensões fique preenchido também por elementos de ainda menores dimensões, desta forma sucessivamente até se obter o mínimo espaço de vazios possível. Há a ter em conta estes elementos mais finos, pois em excesso podem ser prejudiciais uma vez que são por norma sensíveis à água, comprometendo o comportamento da camada.

A seguinte expressão relaciona as granulometrias com a compactação máxima:

$$p = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad [3.3]$$

em que:

p- material passado no peneiro com malha de dimensão d, em %

D- dimensão máxima do material

n- parâmetro que geralmente deverá ser igual a 0,5 para se obter uma compactação máxima

A outra característica referida anteriormente é o coeficiente de Poisson que mede a deformação transversal (em relação à direção longitudinal de aplicação da carga) de um material homogéneo e isotrópico.

Os valores do coeficiente de Poisson para materiais elásticos e isotrópicos, variam entre 0 e 0,5. Na tabela 3.1 constam alguns valores de coeficiente de Poisson para vários materiais.

**Tabela 3.1 - Valores de coeficiente de Poisson para solos e rocha (Rossignolo et al, 2009)**

Tipo de solo		Coeficiente de Poisson ( $\mu$ )
Argila	Saturada	0,4 a 0,5
	Não saturada	0,1 a 0,3
	Arenosa	0,2 a 0,3
Silte		0,3 a 0,35
Areia	Compacta	0,2 a 0,4
	Grossa (espessura=0,4 a 0,7)	0,15
	Fina (espessura= 0,4 a 0,7)	0,25
Rocha	Depende do tipo	0,1 a 0,4

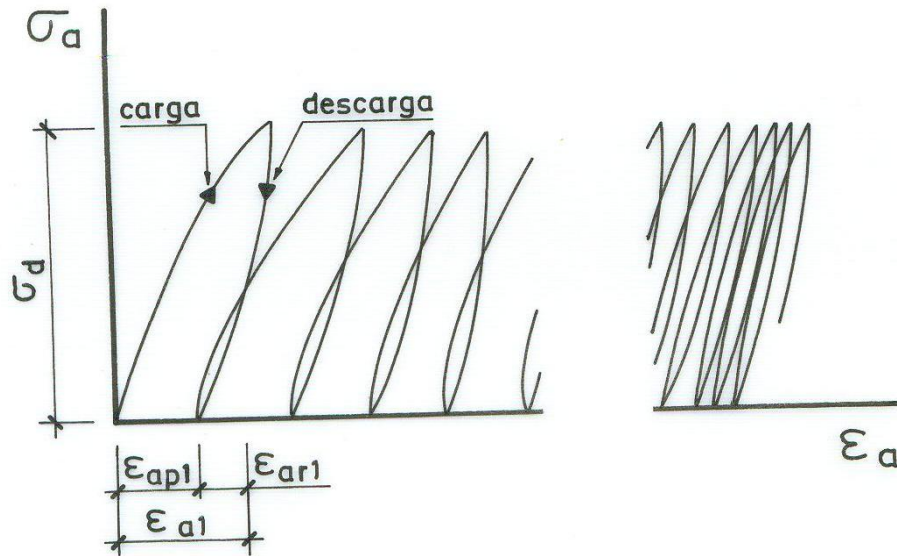
### 3.2. Comportamento reversível

É importante ter em conta o facto dos materiais granulares não terem um comportamento físico linear. Desta forma ao se utilizar modelos elásticos lineares para representar as suas características, é uma aproximação ao real comportamento destes materiais.

O comportamento de solos de fundação, e outros materiais, como materiais granulares utilizados em camadas de sub-base e base dos pavimentos, caracteriza-se por curvas tensão-deformação que correspondem a relações não-lineares, o que leva à definição de parâmetros variáveis para relacionar diferentes valores de tensão com a deformação correspondente (Neves, 2006).

O ensaio triaxial é dos ensaios mais adequados para caracterizar o comportamento reversível dos solos, pois permite a validação e calibração de modelos mais ajustados ao comportamento real dos solos quando colocados na fundação de pavimento.

Quaresma (1985), refere um ensaio realizado com um provete de material granular, submetido a um ensaio de compressão triaxial dinâmico em que se mantém constante a pressão de confinamento, fazendo-se variar a tensão axial ( $\sigma_a$ ) em ciclos de carga-descarga sucessivos. Se da realização deste ensaio se registar um comportamento semelhante ao da figura 3.2, significa que houve evolução da tensão axial  $\sigma_a$  e da extensão axial  $\epsilon_a$  durante os vários ciclos de carga-descarga, sendo que apenas uma parte da extensão causada é recuperada na descarga.



**Figura 3.2 - Evolução da extensão com a aplicação de vários ciclos carga-descarga (Quaresma, 1985)**

Com o aumento do número de ciclos de carga realizados, vai aumentando a extensão recuperada em cada ciclo, aproximando-se de constante (fig. 3.3), designando-se por extensão reversível. A parte não recuperada em cada ciclo vai-se acumulando, sendo o valor designado por extensão permanente  $\epsilon_{ap}$ .

Esta análise foi realizada com base no ensaio representado na curva I da fig. (3.4), que não atinge a rotura do material.

A rotura surge devido a uma extensão permanente numa situação não estável, como se verifica na curva II da fig. (3.4). Se na realização do ensaio, as solicitações se mantiverem afastadas da rotura, ao longo da realização dos ciclos de carga-descarga, a parcela da extensão não recuperada será menor em cada ciclo, sendo que ao fim de um elevado número de ciclos poderá considerar-se perfeitamente reversível (fig. 3.1).

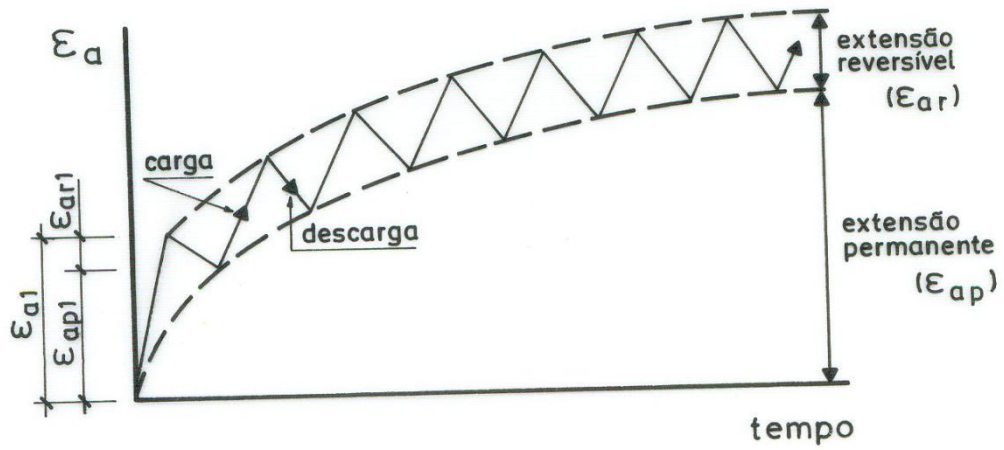


Figura 3.3 - Extensão com parte reversível e parte permanente devido a cargas repetidas (Quaresma, 1985)

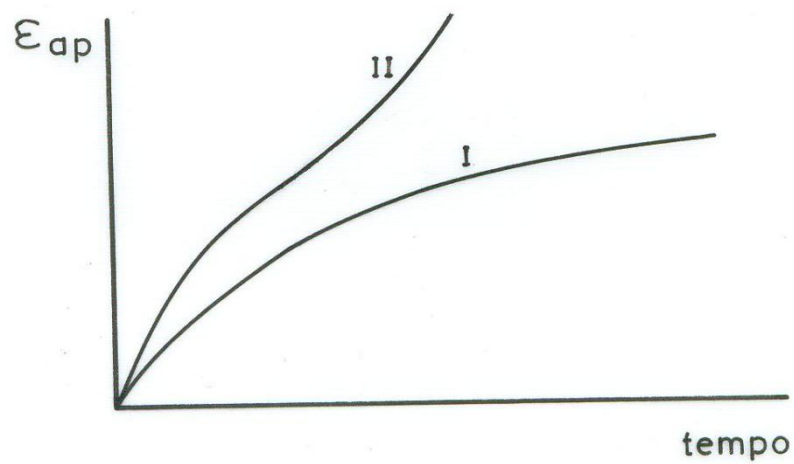
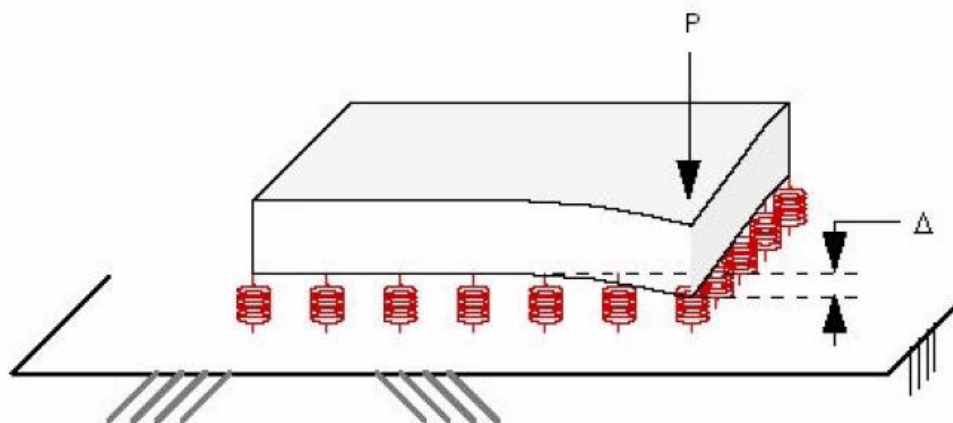


Figura 3.4 - Provede que entra em rotura (Quaresma, 1985)

### 3.3. Módulo de reacção

O módulo de reacção é uma propriedade necessária para a determinação das características do solo abaixo da superfície de carga.

O módulo de reacção do solo surge através de um trabalho realizado por Westergaard, na década de 1920, em que desenvolveu o valor de  $K_s$  (módulo de reacção), como o de uma mola constante para o modelo de apoio sob a laje.



**Figura 3.5 - Relação entre carga, deformação e módulo de reacção do solo**

O valor do módulo de reacção do solo ( $K_s$ ) é determinado através da curva carga-deformação:

$$K_s = \frac{\sigma_{max}}{s} \text{ em } MN/m^3 \quad [3.4]$$

$\sigma_{max}$  – Tensão máxima aplicada no carregamento

s – Assentamento devido a essa tensão máxima

A placa a ser utilizada para a determinação do módulo de reacção, terá um diâmetro de 762 milímetros, como descrito nas normas ASTM D 1196 ou AASHTO T-222.

O valor de  $K_s$  é em MPa/m e varia entre valores de 13,5MPa/m para suportes fracos, até 270 MPa/m para suportes fortes. Normalmente o módulo de reacção é calculado a partir de testes de carga/espessura, os valores podem ser medidos utilizando o ensaio de carga com placa.

### 3.4. Avaliação indirecta pelo CBR

No início do século XX, havia pouco tráfego, e as cargas transportadas eram muito reduzidas, pelo que as solicitações a que os pavimentos estavam sujeitas, eram muito baixas. Apesar disto já se observava que o comportamento de um pavimento que passava por terrenos naturais de pior qualidade era diferente de outro, com semelhante constituição, mas fundado sobre material granular. Desta forma surge a necessidade de caracterizar os materiais e de os ter estes em conta na escolha da espessura das camadas.

Assim surgiram as primeiras formas empíricas de dimensionamento de pavimentos, sendo a mais conhecida, o CBR, que através da percentagem de CBR do material, nos dá a espessura a aplicar. Este método foi desenvolvido por Porter, através de ensaios realizados pela Divisão de Estradas da Califórnia entre 1928 e 1929, citado por Quaresma (1985).

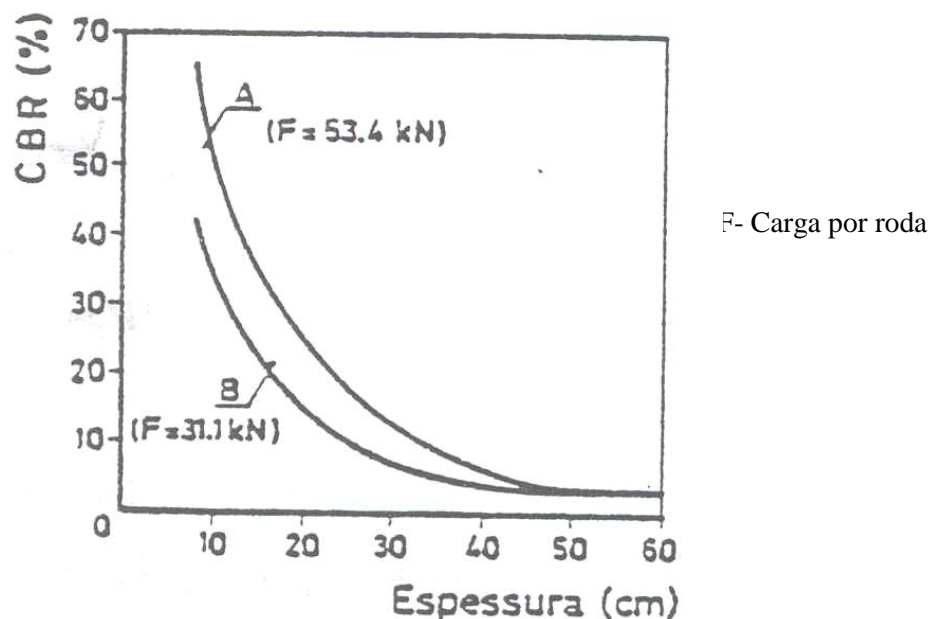


Figura 3.6 - Curvas de dimensionamento de pavimentos pelo método CBR  
(Quaresma, 1985)

Esta relação foi possível estabelecer devido à grande similaridade entre as estruturas de pavimentos utilizadas, materiais, condições de tráfego e condições climáticas. Embora esta limitação, a grande similaridade entre os casos estudados, limita a aplicabilidade deste método.

O nome do índice CBR, significa “California Bearing Ratio” que em português quer dizer Índice de suporte Califórnia. Este índice mede a capacidade de suporte de um solo compactado.

Este é um método de ensaio empírico, muito utilizado no meio rodoviário, em todo o mundo. O seu objectivo é determinar o índice CBR. Este ensaio está descrito na especificação LNEC – “E 198”.

### 3.4.1. Ensaio

O ensaio CBR é utilizado para determinar a espessura necessária de pavimentos flexíveis. O valor de CBR é expresso em percentagem, obtido através da divisão da força de penetração exercida no pistão com 49 milímetros de diâmetro, para que penetre 2,5 milímetros no solo, pela da força standard que é 1355 kgf. Esta força de penetração standard é em grosso modo, o que é necessário para que este mesmo pistão penetre 2,5 milímetros numa massa de rocha britada. O CBR pode ser visto como uma indicação da força necessária para que este mesmo pistão penetre em 2,5mm nessa rocha britada.

Anota-se a força necessária para fazer penetrar 2,5 milímetros e experime-se em percentagem da força necessárias para produzir as mesmas penetrações num material tomando para padrão, que são 1355 kgf.

$$\text{CBR} = \frac{\text{Força de penetração (kgf) necessária para penetrar 2,5mm}}{1355 \text{ kgf}} \times 100\% \quad [3.5]$$

É de notar que os 1355 kgf que estão no denominador são a força de penetração normalizada para uma penetração de 2,5 milímetros. Para uma penetração de 5 milímetros a correspondente força de penetração standard é de 2033 kgf. Se o resultado obtido com o ensaio a 5 milímetros for superior ao obtido com a penetração de 2,5 milímetros, o teste deverá ser repetido, e se o resultado for similar, o valor obtido na penetração de 5milímetros deverá ser considerado o valor de CBR.



**Figura 3.7 - Realização de ensaio CBR in situ (Rocamix)**

Este ensaio é sensível à textura do solo, à quantidade de água presente e à sua compactação. O resultado do teste CBR depende também da resistência à penetração do pistão. Portanto, este ensaio indiretamente estimar a resistência ao corte do material a ser testado.

#### **3.4.2. Correspondência entre tipos de solo e classes de CBR**

A correspondência entre os vários tipos de solos existentes e o CBR, expresso em porcentagem, pode ser encontrada em manuais referentes à concepção de pavimentos, como é o caso do “Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodovária Nacional” (JAE, 1995), ou o “Manuel de Conception des plates-formes autoroutières” (SCETAUROUTE, 1998), tal como se apresenta na tabela 3.2.

**Tabela 3.2 - Classificação de solos quanto ao seu CBR, segundo o modelo Português (JAE, 1995)**

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição
S0	< 3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; Siltes orgânicos (2)
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; Argilas gordas. (3)
		MH	Siltes inorgânicos; Areias finas micáceas; Siltes micáceos. (4)
S1	$\geq 3$ a $< 5$	OL	idem (1)
		OH	idem (2)
		CH	idem (3)
		MH	idem (4)
S2	$\geq 5$ a $< 10$	CH	idem (3)
		MH	idem (4)
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; Argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.
		ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas; Areias finas, siltosas ou argilosas; Siltes argilosas de baixa plasticidade.
		SC	Areia argilosa; Areia argilosa com cascalho. (5)
S3	$\geq 10$ a $< 20$	SC	idem (5)
		SM	Areia siltosa; Areia siltosa com cascalho.
		SP	Areias mal graduadas; Areias mal graduadas com cascalho.
S4	$\geq 20$	SW	Areias bem graduadas; Areias bem graduadas com cascalho.
		GC	Cascalho argiloso; Cascalho argiloso com areia.
		GM-u	Cascalho siltoso; Cascalho siltoso com areia. (6)
		GP	Cascalho mal graduado; Cascalho mal graduado com areia. (7)
S5	$\geq 40$	GM-u	idem (6)
		GP	idem (7)
		GW	Cascalho bem graduado; Cascalho bem graduado com areia.

Esta tabela para além da correspondência entre o tipo de solo e o valor de CBR, dá também a informação de onde é possível a aplicação de cada tipo de solo.

Esta correspondência é apresentada de forma um pouco diferente no manual da SCETAUROUTE, uma vez que é feita em duas tabelas, em que na primeira se faz a correspondência entre as classes S e os valores de CBR e os resultados de  $E_{v2}$ , obtidos através do 2º ciclo do ensaio de carga com placa (SCETAUROUTE, 1998).

**Tabela 3.3 - Correspondência entre as classes de solo e o correspondente CBR e  $E_{v2}$ , segundo o modelo Francês (SCETAUROUTE, 1998)**

Resistência dos solos de suporte	CBR após imersão correspondente	$E_{v2}$ (MPa)
S <sub>0</sub>	0 a 3	Não se realiza
S <sub>1</sub>	3 a 6	Não se realiza
S <sub>12</sub>	6 a 10	30 a 50
S <sub>2</sub>	10 a 20	50 a 80
S <sub>23</sub>	20 a 30	80 a 120
S <sub>3</sub>	Não representativo	120 a 200
S <sub>4</sub>	Não representativo	> 200

Classes S<sub>k</sub>, de acordo com a tabela 3.5

A tabela 3.4 mostra a correspondência dos vários tipos de solo a classes S, para efeitos de dimensionamento. Ao utilizar a tabela anterior para fazer correspondência entre as classes S e os valores de CBR, obtemos os respectivos intervalos de CBR para cada tipo de solo.

**Tabela 3.4 - Correspondência entre o tipo de solo e o respectivo CBR, segundo o modelo Francês (SCETAUROUTE, 1998)**

Resistência → Solo ↓	0 a 3	3 a 6	6 a 10	10 a 20	20 a 30
A <sub>1</sub>	XXX				
A <sub>2</sub>	XXX				
A <sub>3</sub>	XXX				
B <sub>1</sub>	XXX				
B <sub>2</sub>	XXX				
B <sub>31</sub>				XXX	
B <sub>32</sub>			XXX		
B <sub>4</sub>	XXX				
B <sub>5</sub>	XXX				
B <sub>6</sub>	XXX				
C <sub>1</sub>		XXX			
C <sub>2</sub>		XXX			
C <sub>1</sub> B <sub>11</sub>			XXX		
C <sub>2</sub> B <sub>11</sub>			XXX		
C <sub>1</sub> B <sub>31</sub>				XXX	
C <sub>2</sub> B <sub>31</sub>				XXX	
D <sub>1</sub>			XXX		
D <sub>2</sub>				XXX	
D <sub>3</sub>				XXX	
R <sub>11</sub>		XXX			
R <sub>12</sub>		XXX			
R <sub>13</sub>	XXX				
R <sub>21</sub>				XXX	
R <sub>22</sub>				XXX	
R <sub>23</sub>			XXX		
R <sub>31</sub>		XXX			
R <sub>32</sub>		XXX			
R <sub>33</sub>		XXX			
R <sub>34</sub>		XXX			
R <sub>41</sub>				XXX	
R <sub>42</sub>			XXX		
R <sub>43</sub>		XXX			
R <sub>61</sub>					XXX
R <sub>62</sub>				XXX	
R <sub>63</sub>			XXX		

Como se pode observar, as classes  $S_k$  correspondem a diferentes valores de CBR entre a publicação Portuguesa e a publicação Francesa, isto deve-se ao facto de em França, existirem classes intermédias de S, sendo elas  $S_{12}$  e  $S_{23}$ , sendo estas correspondentes na publicação portuguesa a  $S_2$  e  $S_3$ , respectivamente. Já em Inglaterra os intervalos são algo diferente, como se pode observar na tabela abaixo.

**Tabela 3.5 - Comparação entre as classes  $S_k$  e o CBR**

	CBR (%) para as seguintes classe de plataforma:								
	$S_0$	$S_1$	$S_{12}$	$S_2$	$S_{23}$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$
Portugal	0 a 3	3 a 5	-	5 a 10	-	10 a 20	>20	>40	-
França	0 a 3	3 a 6	6 a 10	10 a 20	20 a 30	*	*	-	-
Reino Unido	-	2	-	3 a 4	-	5 a 7	8 a 14	15 a 29	> 30

\* Valores bastante elevados para o qual não foi atribuído um valor específico de CBR

### 3.4.3. Relação entre CBR e módulo de deformabilidade

O valor de CBR, por simplificação de cálculos, é normalmente convertido em valores de módulo de deformabilidade. Estas conversões diferem um pouco de autor para autor. Como se pode ver na tabela 3.5, a SCETAUROUTE atribui valores de módulo de deformabilidade 4 a 5 vezes maiores que o valor de CBR, sendo que para valores de CBR até 10 faz corresponder um valor de módulo de deformabilidade 5 vezes maiores. Já para valores de CBR superiores a 20 faz corresponder valores de módulo de deformabilidade 4 vezes maiores.

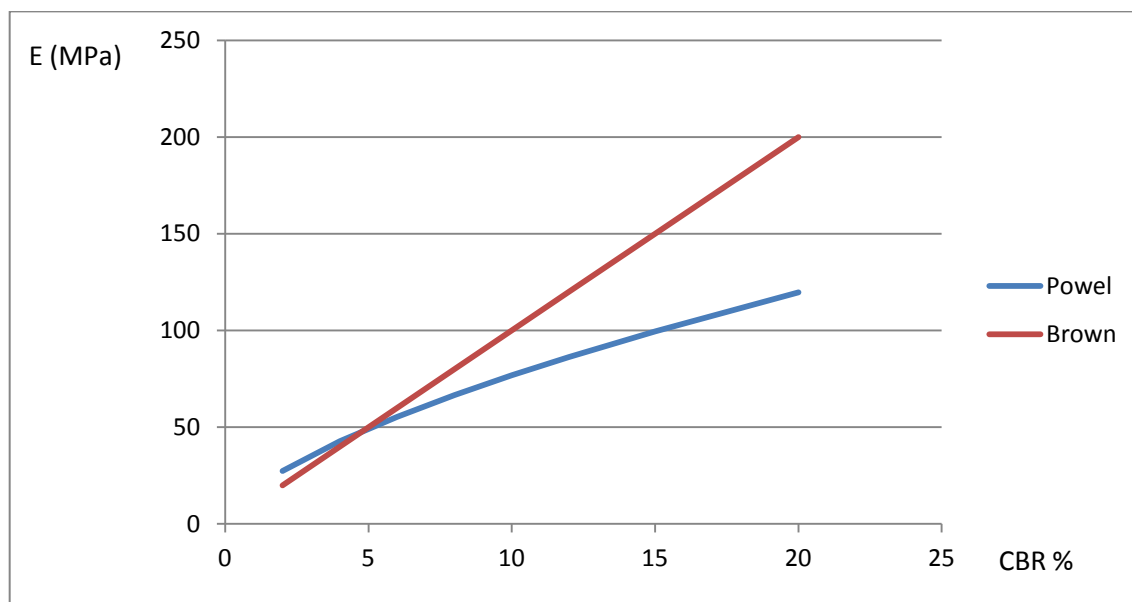
Brown (1990) propôs a seguinte equação [3.6], esta tem limites de aplicação para valores de 50MPa, aplicável a solos compactados com teor de humidade superior ao limite de plasticidade:

$$E \text{ (MPa)} = 10 * CBR \quad [3.6]$$

Powel, W.D., et al (1984) propuseram a seguinte expressão:

$$E = 17,6 * (CBR^{0.64}) \quad [3.7]$$

Ao aplicar esta expressão a vários valores de CBR, pode-se observar que quanto maior o valor de CBR, menor será a relação entre CBR e módulo de deformabilidade. Esta fórmula traduz uma melhor aproximação da correspondência do valor de módulo de deformabilidade e CBR.



**Figura 3.8 - Módulo de deformabilidade obtido através da fórmula de Powel, W.D. et al, comparado com a fórmula de Brown, e tal.**

#### **3.4.4. Efeito da água no CBR**

A água influencia o nível de CBR, pois a sua presença faz diminuir o nível de CBR, ou seja, quanto maior for a proximidade do solo ao nível freático, ou quanto maior for o grau de saturação do solo, menor será a percentagem do índice de CBR daquele solo.

O Transport Research Laboratory do Reino Unido, através do Road Note of Overseas 31 (TRL, 1993), apresenta a tabela 3.6, que relaciona a classe de solo com a distância da superfície ao nível freático. Pode-se observar na tabela que para uma maior distância da superfície ao nível freático, a classe de solo é melhor, logo o índice CBR é maior.

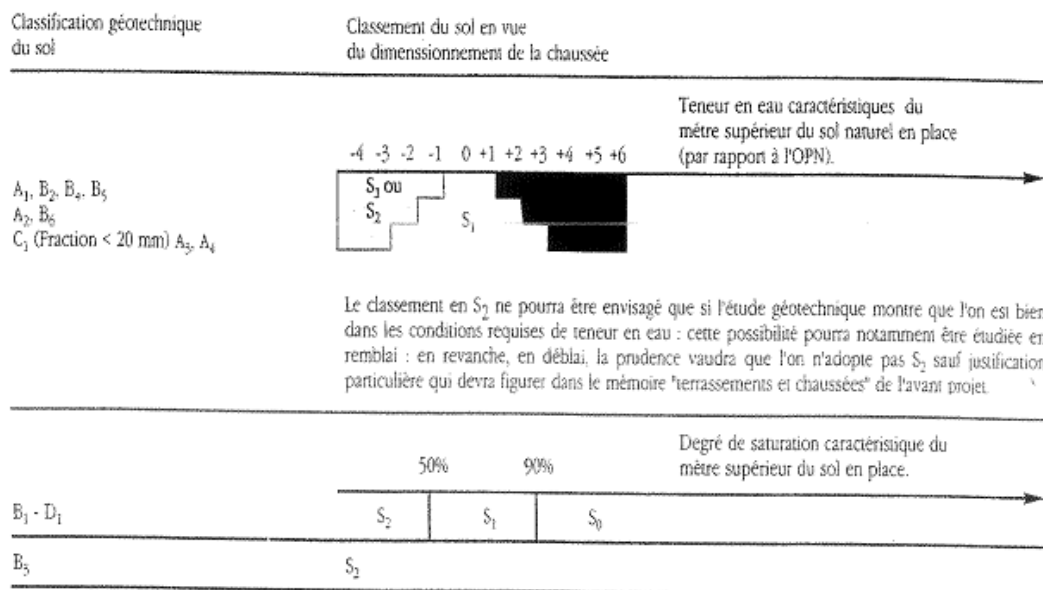
**Tabela 3.6 – Índice CBR estimado de solos de estrada na proximidade do nível freático (TRL, 1993)**

Distância entre o nível freático e o topo da fundação (m)	CBR (%)				
	Areia não plástica	Argila arenosa IP=10	Argila arenosa IP=20	Argila siltosa IP=30	Argila gorda IP>40
0,5	8 a 10	8 a 10	3 a 4	3 a 4	2
1	15 a 29	8 a 10	5 a 7	3 a 4	2
2	15 a 29	15 a 29	8 a 10	5 a 7	3 a 4
3	< 30	15 a 29	8 a 10	5 a 7	3 a 4

IP – índice de plasticidade

O manual da SCETAURROUTE tem uma abordagem um pouco diferente quanto à influência da água nas características do solo. Utilizando o teor em água do solo como característica para classificar a influencia da água no solo. O manual apenas refere a importância da água nos solos A e B, e alguns solos C e D, sendo eles correspondentes a solos finos e argilas ou solos argilosos, ou seja, solos sensíveis à água.

**Tabela 3.7 - Influência do teor de água na resistência do solo (SCETAURROUTE, 1998)**



Como se pode observar os solos têm classes inferiores de S<sub>k</sub> consoante a percentagem de água existente, ou seja, valor de CBR inferior na presença de água, como acontecia na tabela 3.6.

Esta necessidade de ter em conta a quantidade de água em materiais granulares, também pode ser observada na tabela 3.8, que mostra valores obtidos no ensaio AASTHO em função do estado de tensão e do teor em água.

**Tabela 3.8 - Módulos de deformabilidade (MPa) de camadas de base e sub-base em função do estado de tensão  $\sigma$  (MPa) (TRL, 1993)**

Camada	Teor em água	$\sigma=0,035$	$\sigma=0,05$	$\sigma=0,07$	$\sigma=0,14$	$\sigma=0,21$
BASE	Seco	150	-	225	340	430
	Intermédio	75	-	110	170	215
	Húmido	60	-	90	135	170
SUB-BASE	Intermédio	100	125	150	-	-
	Húmido	85	110	130	-	-

$\sigma$  - primeiro invariante do tensor de tensões

#### 3.4.5. Efeito da compactação e da embebição

Durante a realização do ensaio é importante ter a compactação e a embebição. A compactação tem uma elevada importância, pois quanto maior for, maior será o CBR a obter para esse solo, influenciando também o teor de água óptimo daquele solo, como se pode ver na tabela 3.9, obtido por Lelis (2004), realizados em três solos diferentes:

**Tabela 3.9 - Resultados de ensaios CBR para diferentes energias de compactação (Lelis, 2004)**

ENSAIOS	Resultados obtidos para os seguintes solos com as energias de compactação:								
	Proctor Normal			Energia intermédia			Proctor modificado		
	LU	PVB	SP	LU	PVB	SP	LU	PVB	SP
$\gamma_{d,max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,88	13,53	15,57	14,47	14,48	16,86	15,59	15,47	17,65
$W_{ot}$ (%)	30,73	31,20	20,23	29,02	27,63	15,97	26,53	24,94	14,46
CBR (%)	8	8	8	12	14	14	14	21	18
Expansão CBR (%)	0,18	1,34	1,24	0,91	1,62	1,92	0,15	1,34	1,92

LU- Latossolo Vermelho-Amarelo

PVB- Solo Podzólico Vermelho-Amarelo

SP- Saprolítico-Gnaisse

$\gamma_{d,max}$  – Peso volúmico do solo

$W_{ot}$ - teor de água óptimo do solo

Na tabela 3.9 é bastante perceptível que o CBR aumenta com o nível de compactação, chegando a atingir valores superiores ao dobro. Assim é essencial uma boa compactação para a obtenção de melhores resultados.

O CBR não se mantém constante ao longo do tempo, vai diminuindo ao longo do tempo. Assim, é importante saber o comportamento do solo a longo prazo e a evolução das características deste a longo prazo. A forma utilizada para prever esse comportamento do solo a longo prazo é através da embebição, que simula condições muito desfavoráveis ao solo. A embebição consiste em manter um provete imerso durante 4 dias, em água. Este ensaio é realizado num provete após embebido 4 dias, é representativo de condições bastante desfavoráveis e da evolução ao longo do tempo das características do solo. Na figura 3.9 é perceptível essa perda de resistência ao longo do tempo.

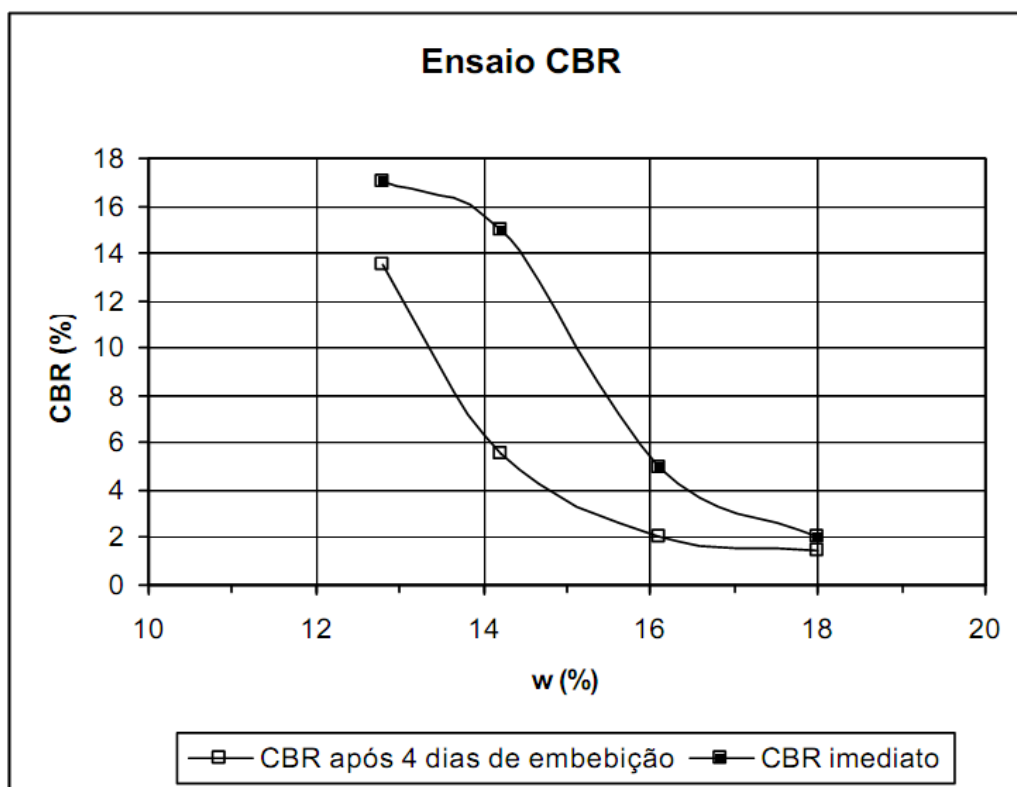


Figura 3.9 - Ensaio CBR com diferentes valores de teor em água (Neves, 2005)

A SCETAURROUTE, no “Manuel de conception des chaussées d’autoroutes” (1994), faz correspondência entre os valores de CBR e de módulo de deformabilidade de curto termo ou estaleiro e os valores a longo prazo.

Tabela 3.10 - CBR mínimo para a parte superior do aterro, a curto e longo prazo (SCETAURROUTE, 1994)

AR <sub>i</sub>	S <sub>k</sub>	CBR imediato %	CBR longo prazo %
AR <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	≥ 8	≥ 4
AR <sub>12</sub>	S <sub>12</sub>	≥ 8	≥ 6
AR <sub>2</sub>	S <sub>2</sub>	≥ 16	≥ 10
AR <sub>3</sub>	S <sub>3</sub>	≥ 25	≥ 25
AR <sub>4</sub>	S <sub>4</sub>	≥ 40	≥ 40

AR significa “arase” e corresponde à fundação do leito de pavimento.

## **4. Propriedades do solo-cimento**

### **4.1. Composição e aplicação**

A utilização de solo-cimento surgiu da necessidade de melhorar as características de materiais de má qualidade. As melhorias deste tratamento têm principalmente a ver com o aumento da rigidez e a redução da plasticidade. Para conseguir estas melhorias bastará utilizar 3% a 5% de cimento, do peso total da amostra. Com um teor em cimento superior a 5% e até 15% do peso total, estamos perante solo-cimento com elevadas características mecânicas, utilizado frequentemente em camadas base e sub-base de pavimentos.

A aplicação em obra pode ser feita da seguinte forma, após escavação e britagem do solo, seguida da sua colocação em camadas, espalha-se o cimento sobre a camada a tratar, em seguida procede-se á fresagem de forma a misturar o solo e o cimento. Em seguida adiciona-se água por aspersão, na quantidade que corresponde ao teor de humidade óptimo, de forma a permitir a hidratação da mistura, que após compactação pesada, endurece e atinge uma resistência para que possa cumprir as suas funções de fundação de leito de pavimento, e com uma durabilidade aceitável para obras rodoviárias.

A adição de cimento pode também ser feita a materiais granulares de elevada granulometria e de boa qualidade, obtendo-se materiais bastante mais resistentes e rígidos. Esta adição permite-nos obter agregado de granulometria extensa com cimento e betão pobre. O agregado de granulometria extensa com cimento diferencia-se do betão pobre pela principalmente pela sua granulometria, uma vez que este é constituído por materiais grosseiros, brita produzida localmente à qual é posteriormente adicionado cimento. O betão pobre por sua vez tem uma granulometria mais homogénea. Quaresma (1985) refere para estes elementos dimensões máximas aconselháveis para os agregados, sendo no primeiro caso elementos com dimensão máxima de 14 mm ou 20 mm e para o segundo caso de 20 mm a 32 mm, e uma quantidade de finos (material passado no peneiro #200) de 4 a 11% para o agregado de granulometria extensa com cimento. e de 0% a 2% para o betão pobre.

## 4.2. Resistência mecânica

Para caracterizar mecanicamente as misturas com cimento, os ensaios laboratoriais mais utilizados são: o ensaio de compressão simples, o ensaio de tracção simples, o ensaio de flexão e o ensaio de compressão diametral.

Nos ensaios de compressão simples e de tracção simples, as forças actuam nos provetes segundo o seu eixo. Os provetes para este efeito são por norma cilíndricos e normalmente adopta-se uma relação entre a altura e o diâmetro ( $h/d$ ) igual a 2, e sendo o diâmetro 5 vezes superior à máxima dimensão das partículas.



**Figura 4.1 - Ensaio compressão simples (Pereira, 2003)**

O ensaio de compressão diametral, consiste em aplicar uma força de compressão uniforme ao longo das duas geratrizes opostas do provete cilíndrico. A rotura dar-se-á ao longo do plano que passa pelas duas geratrizes carregadas.

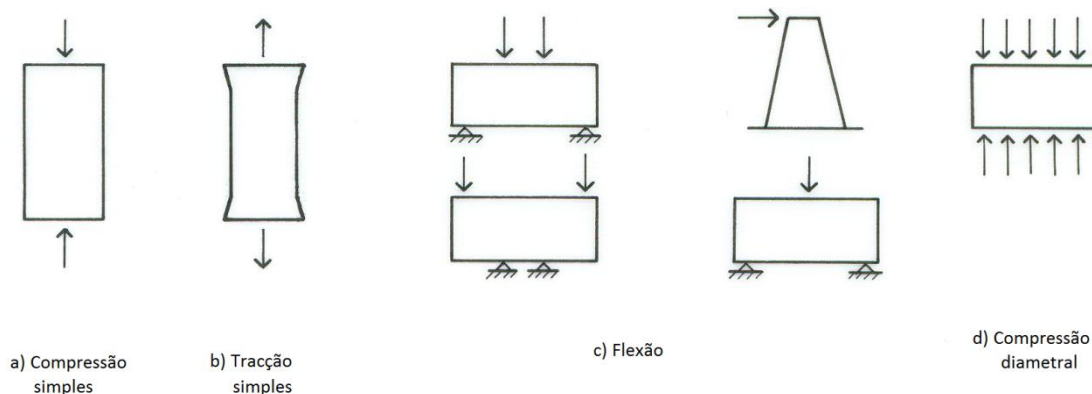


**Figura 4.2 - Ensaio de resistência à tracção por compressão diametral (Pereira, 2003)**

Há dois tipos de ensaios de flexão, num utilizam-se vigas de secção rectangular apoiadas sobre roletes, noutro, consolas com forma de tronco de pirâmide com dimensões que tornem possível que as tensões normais na zona intermédia sejam constantes. Nestes ensaios há ainda variantes dependendo da posição dos apoios e das cargas (fig. 4.4). Estes ensaios são uma aproximação ao real funcionamento das camadas granulares tratadas com cimento.

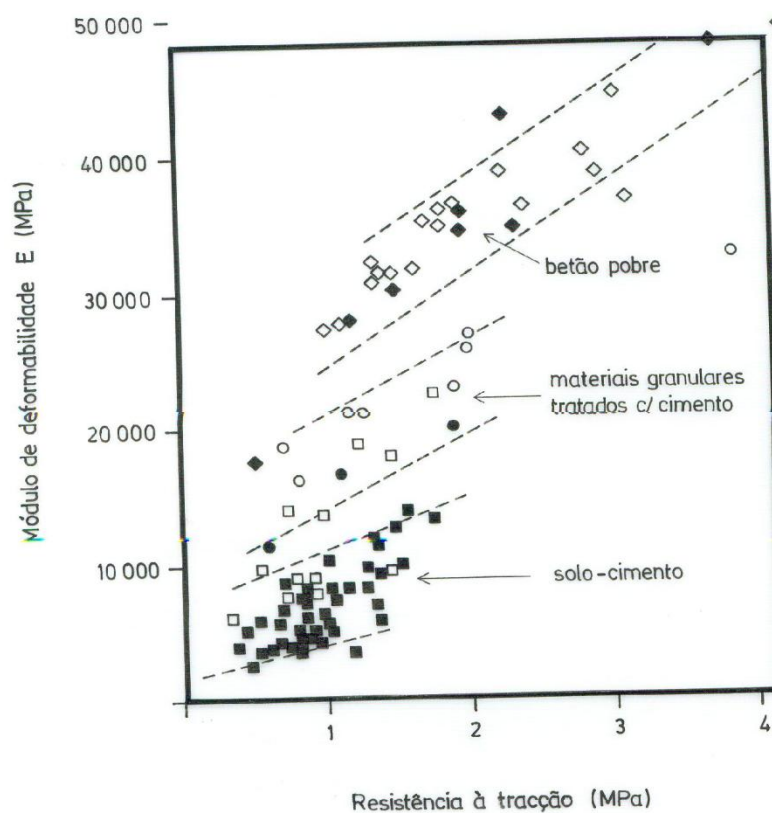


**Figura 4.3 - Ensaio de flexão (Pereira, 2003)**



**Figura 4.4 - Esquema referente aos vários esforços induzidos pelos vários ensaios (Quaresma, 1985)**

Através de resultados de testes diversos podemos ter uma ideia dos valores do módulo de deformabilidade e resistência dos referidos materiais. Como se pode observar na figura 4.5, os valores de módulo de deformabilidade obtidos são bastante variados, desde 50 a 100 MPa, até valores a rondar os 20.000 a 35.000 MPa, variando com a percentagem de cimento e o tipo de material utilizado. Sendo que as com menor módulo de deformabilidade serão as com menor presença de cimento e as com maior módulo de deformabilidade as com maior quantidade de cimento (Quaresma, 1985).



**Figura 4.5 - Valores de Modulo de deformabilidade e Resistência à tração para diversos materiais, e obtidos através de ensaios diversos (Quaresma, 1985)**

Outro ensaio bastante utilizado nesta área é o ensaio Brasileiro. Este ensaio consiste no carregamento de provetes de amostras cilíndricas, carregados por duas placas rígidas paralelas. A rotura é obtida ao longo do plano vertical, ligando as duas faces carregadas. Este ensaio tem várias vantagens, entre elas a facilidade de preparação de amostras, o equipamento a utilizar é semelhante ao do ensaio de compressão simples, a rotura é indiferente em relação às condições da superfície de contacto da amostra, as tensões de tracção perpendicular e ao longo do plano diametral provocadas pela carga normal aplicada que provoca a rotura são mais ou menos uniformes (Villar, et al, 2007).

Das et al.(1995), propôs a seguinte fórmula para avaliação da resistência à tracção:

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi dh} \quad [4.1]$$

Onde:

P : carga máxima do ensaio de compressão diametral;

d : diâmetro da amostra;

h : a altura da amostra.

Esta relação não é rigorosa para materiais que tenham grande diferença entre os módulos de deformabilidade na compressão e na tracção, como os solos (Villar, et al, 2007). Desta forma utiliza-se uma correcção para os resultados do ensaio brasileiro. Esta correcção é de 0,9, sendo  $R_t = 0,9 \times R_{tb}$  ( $R_{tb}$  é a resistência à tracção obtida no ensaio brasileiro). Este coeficiente é referido pela SCETAURROUTE (1994).

### **4.3. Influência do estado de compactidade**

O estado de compactidade é em geral avaliado pelo grau de compactação. Uma maior compactidade aumenta as características mecânicas das misturas com cimento, sendo influenciada pela granulometria do agregado, dosagem em cimento, energia de compactação e pelo tempo entre a produção do material e a altura em que é compactado. Se este tempo entre produção e compactação for excessivo, a compactação possível, poderá ser de um grau muito mais baixo. Uma forma de manter as características do material por mais tempo será a utilização de retardadores de presa. Sendo o valor referência, o valor obtido através do ensaio proctor.

#### 4.4. Influência do tempo de cura

Nos primeiros dias o crescimento do módulo de deformabilidade é bastante acentuado, para solos e elementos tratados com cimento. Normalmente considera-se que aos 28 dias de cura, o elemento já tem um módulo de deformabilidade relevante, sendo que vai continuar a aumentar com o tempo, mas de forma muito mais lenta que até aos 28 dias.

Este facto pode ser observado na figura 4.6, na qual se mostram vários materiais tratados com cimento, e se vê a evolução da resistência em função do tempo.

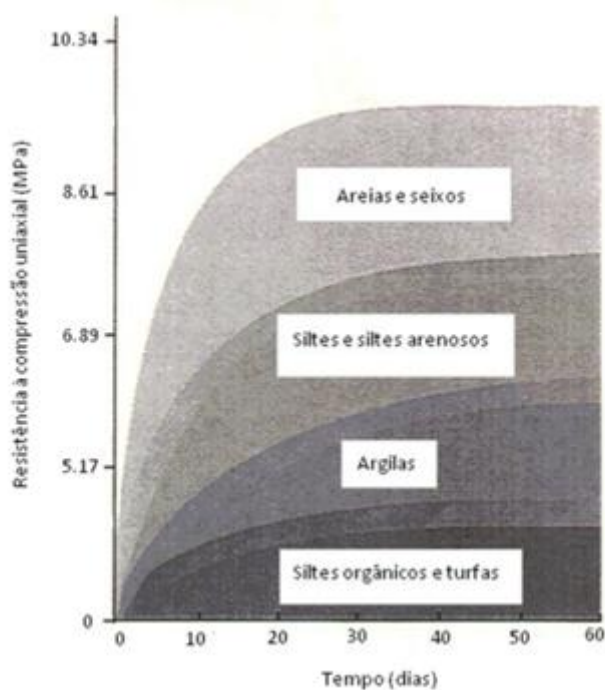


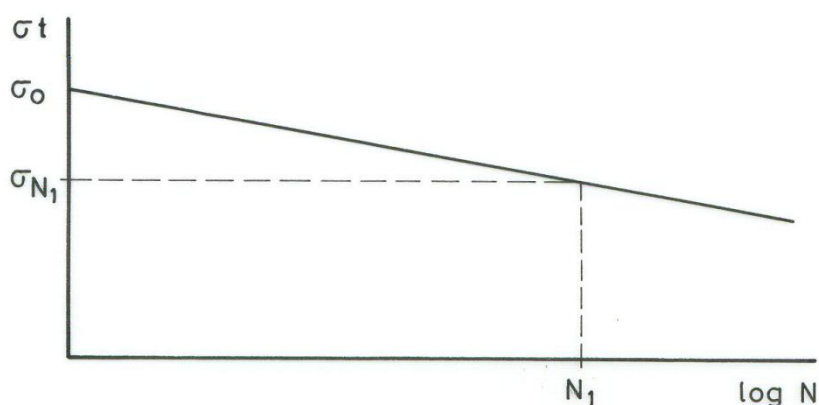
Figura 4.6 - Resistência da mistura de solo-cimento ao longo do tempo (Rodrigues, 2009)

#### 4.5. Fadiga

Os pavimentos constituídos por camadas granulares ligadas com cimento, estão sujeitos a tensões de tracção devido à passagem dos eixos dos veículos, à retracção e a gradientes internos de temperatura. Caso estas cargas excedam a resistência à tracção do material, levam-no à ruptura,

causando fendas que se propagarão até à superfície do pavimento, originando a sua ruína (Quaresma, 1985).

Sendo que estas roturas podem também surgir após vários carregamentos, provenientes das passagens sucessivas dos veículos, mesmo que as tensões de tracção actuautes sejam inferiores à tensão de rotura para um único carregamento, sendo assim rotura por fadiga.



- $\sigma_t$  - Tensão de tracção
- $\sigma_0$  - Tensão de rotura para carregamento único
- $\sigma_{N_1}$  - Tensão que aplicada  $N_1$  vezes conduz à rotura

**Figura 4.7 - Representação esquemática da fadiga em camadas ligadas com cimento (Quaresma, 1985)**

A figura 4.7 representa o caso de uma camada ligada com cimento, que apresenta uma tensão de rotura superior para quando é sujeita a apenas uma carga, e que vai diminuindo com a aplicação de um número de cargas  $N_1$ . Isto representa o fenómeno fadiga. Assim, este pode ser definido como a diminuição de resistência de um corpo por efeito de uma sollicitação periódica, sendo que no caso de uma estrada, a sollicitação não será periódica, mas se pode aceitar como periódica. Há também a referir que os veículos não são todos iguais, logo não aplicam todos a mesma carga, nem o mesmo número de passagens, logo terá contributos diferentes para a diminuição de resistência (Quaresma, 1985).

Pode-se então traduzir o fenómeno fadiga pela seguinte equação:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1 + a * \log N \quad [4.2]$$

$\sigma$  – tensão de tracção máxima aplicada em cada ciclo

$\sigma_0$  – tensão de rotura para ensaios apenas com um carregamento

$N$  – número de ciclos carga-descarga, com tensão de pico, até atingir a rotura

$a$  – constante que varia com as características do material

## 5. Avaliação das propriedades tensão-deformação com base em ensaios de carga

### 5.1. O que é um ensaio de carga

Desde há muitos anos que existem trabalhos que procuram estabelecer uma relação entre a deformação sofrida por um solo e as suas propriedades tensão-deformação. Procura-se obter estas propriedades através da aplicação duma carga e analisando a reacção do material, medindo-se o deslocamento vertical de um ou mais pontos na superfície de um sistema de camadas, resultante da carga aplicada.

Nas seguintes secções apresenta-se os principais trabalhos e os procedimentos usuais para a realização de ensaios de carga.

### 5.2. Placa perfeitamente flexível

Considera-se o caso de uma placa perfeitamente flexível, está sujeita a uma tensão uniforme em toda a área da placa, quando aplicada a um solo arenoso, transmite à superfície do solo uma pressão uniforme. Sabendo que a resistência ao corte de uma areia é directamente proporcional à pressão confinante, temos então que o centro da área carregada (neste caso o ponto C) a areia é tem uma maior resistência, desta forma sofrerá deformações menores.

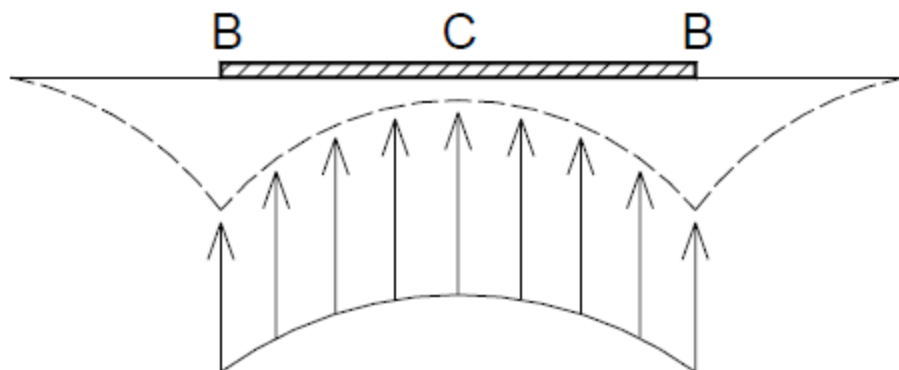
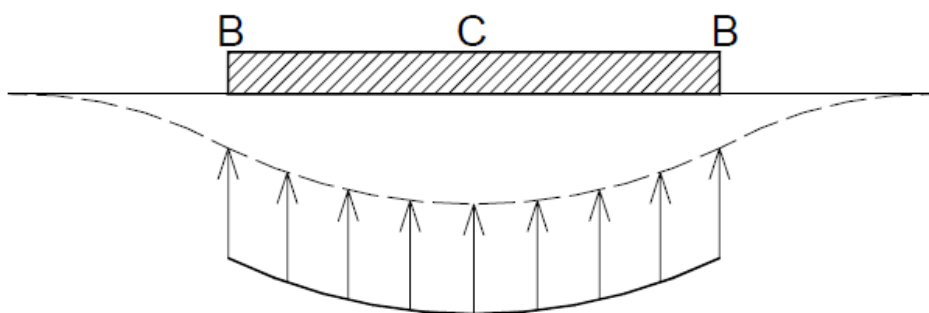


Figura 5.1 - Placa totalmente flexível, solo arenoso (Rossignolo *et al*, 2009)

Observando os bordos da placa, ou seja, os pontos B, a tensão é menor, a resistência ao corte diminui, e desta forma as deformações são maiores.

Pode-se concluir então, que para uma placa flexível, carregada de forma uniforme, aplicada a uma areia, surgem assentamentos maiores nas bordas da placa e menores no centro, sendo as pressões uniformes em toda a área sob o efeito da carga.

Tendo agora o caso de um solo argiloso, uma placa totalmente flexível, carregada de forma uniforme, transmite à superfície do solo uma pressão uniforme. Esta placa introduz maiores pressões na superfície do solo junto ao centro da placa, e menores pressões consoante mais afastado do centro se encontra. Desta forma decorrem maiores assentamentos no centro e menores nos bordos da placa.



**Figura 5.2 - Placa totalmente flexível, solo argiloso (Rossignolo *et al*, 2009)**

A fórmula de Boussinesq [5.1], permite-nos calcular o módulo de deformabilidade para este tipo de placas.

$$E = 2 \times (1 - \nu^2) \times a \times \frac{\Delta \sigma}{\Delta d} \quad [5.1]$$

onde:

$\nu$  - coeficiente de Poisson

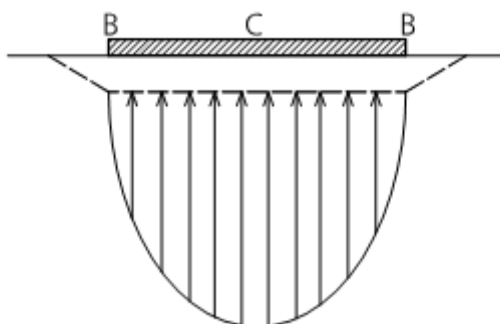
$a$  - raio da placa [mm]

$\Delta \sigma$  - diferença entre 0,7 e 0,3 da pressão máxima no primeiro carregamento [MN/m<sup>2</sup>]

$\Delta d$  - diferença de assentamentos entre 0,7 e 0,3 da pressão máxima [mm]

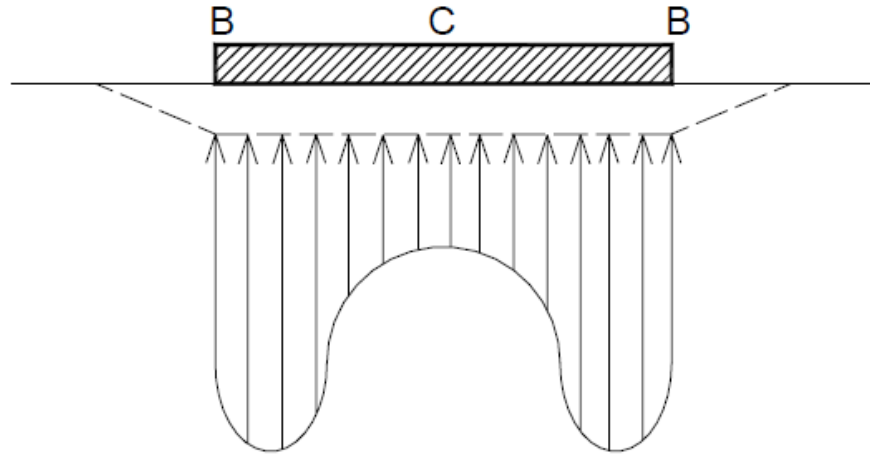
### 5.3. Placa perfeitamente rígida

Consideramos o caso de uma placa perfeitamente rígida, carregada uniformemente, irá produzir deformações uniformes na superfície do terreno, ou seja tem um assentamento uniforme. Em comparação com as placas flexíveis, pode-se concluir que as pressões no centro são bastante maiores que nos bordos da placa, de forma a que os assentamentos sejam uniformes. A forma das pressões de contacto será aproximadamente a de uma parábola.



**Figura 5.3 - Placa totalmente rígida, solo arenoso (Rossignolo *et al*, 2009)**

Uma placa perfeitamente rígida, carregada uniformemente, vai provocar deformações uniformes na superfície do terreno carregado. Assim, a placa rígida faz uma redistribuição da pressão uniforme na superfície da área carregada, de forma a que sejam uniformes as pressões transmitidas a qualquer ponto, situado no interior da massa do solo coesivo, próximo ou distante do eixo vertical de carregamento. Assim, as pressões na superfície de contacto serão maiores nas bordas da placa do que no seu centro.



**Figura 5.4 - Placa totalmente rígida, solo argiloso (Rossignolo *et al*, 2009)**

A fórmula de Boussinesq [5.2], permite-nos calcular o módulo de deformabilidade para este tipo de placas.

$$E = \frac{\pi}{2} \times (1 - \nu^2) \times a \times \frac{\Delta\sigma}{\Delta d} \quad [5.2]$$

Onde:

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$a$  - raio da placa [mm]

$\Delta\sigma$  - diferença entre 0.7 e 0.3 da pressão máxima no primeiro carregamento [ $\text{MN/m}^2$ ]

$\Delta d$  - diferença de assentamentos entre 0,7 e 0,3 da pressão máxima [mm]

#### **5.4. Placa perfeitamente flexível para um sistema de duas camadas**

Burmister desenvolveu uma teoria para um sistema de duas a três camadas elásticas, para calcular tensões e deslocamentos de alguns pontos do sistema em estudo, através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída. Esta teoria considera (Medina, 1997):

- a hipótese de que os materiais são elásticos, isotrópicos e homogéneos;

-a lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tracção;

- o peso das camadas é desprezável, as camadas têm uma dimensão longitudinal infinita, e a camada inferior é semi-infinita;
- as condições de fronteira são de que a camada superior está livre de tensões exceptuando as da placa circular;
- na área carregada existem apenas tensões normais;
- as tensões e deformações a grandes profundidades são nulas;
- o estudo foi realizado para um coeficiente de Poisson de 0,5.

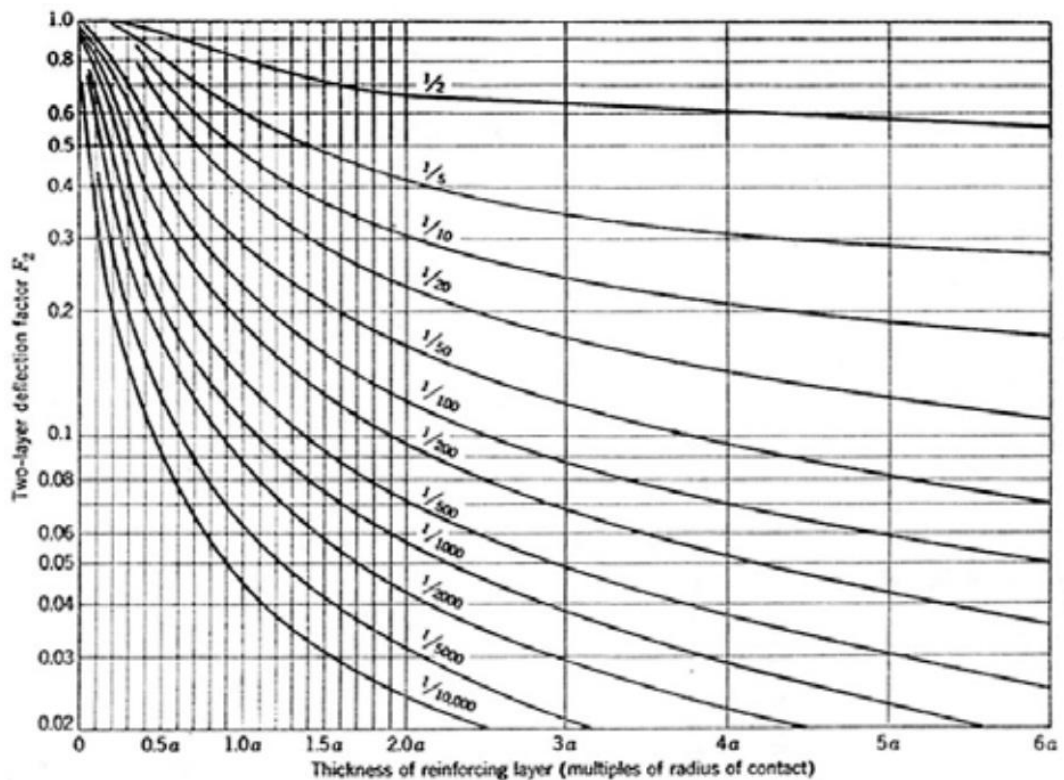
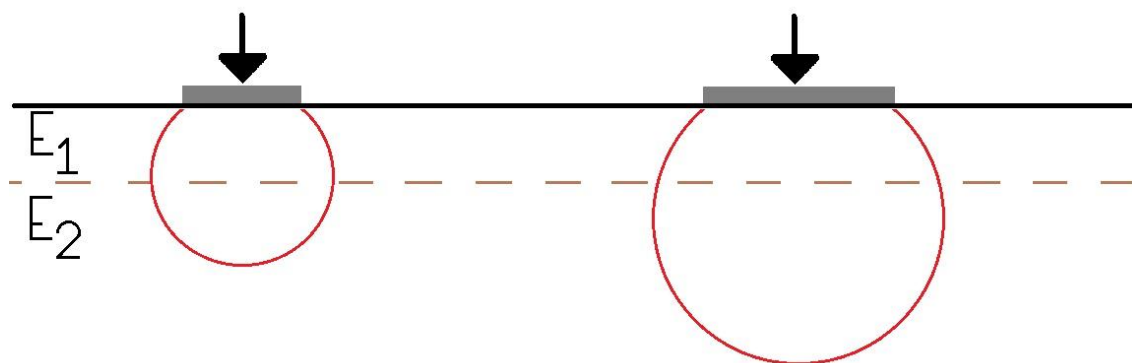


Figure 2.7. Influence values—two-layer theory. (From Burmister, *Proceedings*, Highway Research Board, 1943.)

Figura 5.5 - Valores de influência para teoria de duas camadas (Burmister, 1943)

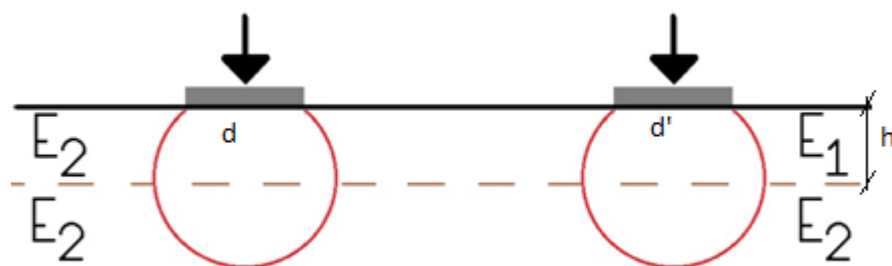
Para interpretar resultados do ensaio de carga com duas camadas, recorre-se à teoria de Burmister, representando num gráfico, a colecção de valores de  $E_1/E_2$ , em função de  $E_2$ , que representa uma deflexão reversível igual à medida no ensaio. Sendo  $E_1$  e  $E_2$  os módulos de deformabilidade, da camada superior e inferior, respectivamente. As placas terão diâmetros diferentes, o que vai criar áreas de influência diferentes, abrangendo diferentes secções.



**Figura 5.6 - Bolbos de influência de placas de diâmetro diferentes, quando sujeitas a carregamento**

Ao realizarmos um ensaio com apenas uma placa existe uma infinidade de soluções para o sistema composto por dois solos. Sendo que se o ensaio for realizado por duas placas diferentes, só haverá uma solução possível, sendo essa na intercepção referida.

Com o ábaco representado na figura 5.5, e sabendo a espessura da camada superior, relaciona-se com o raio das placas a utilizar, de forma a obter os coeficientes  $F_w$ . Este coeficiente traduz uma relação entre o solo superior e o solo inferior, que serão multiplicados pelo valor de  $E$  obtido no ensaio, para permitir representar a curva, relativa à placa. Será repetido o mesmo processo para a segunda placa, retirando novos coeficientes  $F_w$ . Ao obtermos a intercepção, permite-nos saber o módulo de deformabilidade da camada inferior.



**Figura 5.7 – Bolbos de influência de sistema de solo composto por duas camadas e solo homogêneo**

Para uma melhor percepção física do coeficiente  $F_w$ , foi aplicada a mesma carga de 20 kN numa placa circular de 300 milímetros de diâmetro, sobre um solo homogêneo e sobre solos com uma

camada superior com módulo de deformabilidade superior, e foram medidas as respectivas deformações. A relação entre a deformação obtida para o sistema de 2 camadas e a deformação obtida para o meio homogêneo é o coeficiente  $F_w$ .

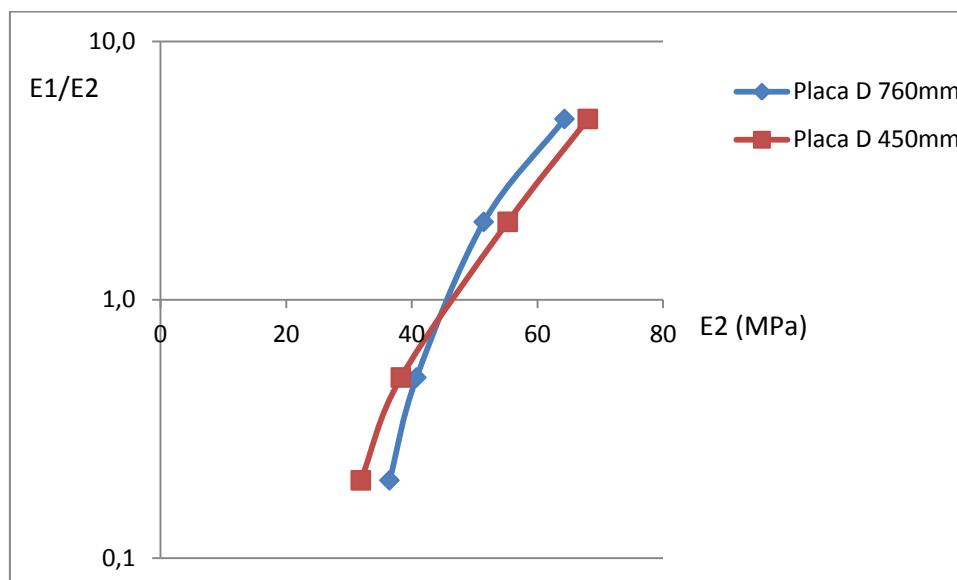
**Tabela 5.1 - Coeficiente  $F_w$  obtido para os diversos casos**

	E1	E2	Deslocamento	$F_w=d'/d$
Situação 1	50	50	1,43	1
Situação 2	100	50	0,922	0,644755
Situação 3	150	50	0,737	0,515385
Situação 4	250	50	0,571	0,399301

$E_1, E_2, d'$  e  $d$  como indicado na Figura 5.7

Pode-se observar através da tabela 5.1 que quanto maior a diferença entre módulos de deformabilidade das camadas superior e inferior, menor será o valor do coeficiente  $F_w$ .

A figura 5.8 é resultado de um ensaio realizado com duas placas diferentes, num sistema constituído por 2 camadas, ao qual foi aplicado o processo anteriormente descrito, sendo que os valores obtidos permitiram obter estas 2 curvas na qual se obtém a intercepção referida anteriormente.



**Figura 5.8 - Resultado da aplicação da teoria de Burmister, para 2 camadas, utilizando 2 placas**

## 5.5. Placa perfeitamente flexível sobre sistema multi-camadas, retro-análise

Para proceder à determinação do módulo de deformabilidade das várias camadas, será preciso que o número de medições realizadas seja superior ao número de incógnitas, mais propriamente o número de camadas constituintes do meio ensaiado. Sendo que o valor do coeficiente de Poisson é arbitrado, não constituirá uma incógnita.

Na secção anterior onde existem duas incógnitas, recorreu-se à medida da deformação no centro de duas placas de diâmetro diferente. A utilização do FWD é uma alternativa aos ensaios de carga, principalmente quando os solos são constituídos por várias camadas. Para proceder à análise dos valores obtidos procede-se a um processo de retro-análise.

Com base nos trabalhos de Burmister, foram desenvolvidos programas que permitem obter deformações em sistemas multi-camadas. A aplicação da carga provoca bacias de deformação, sendo estas não exclusivamente consequência do carregamento no topo do pavimento, mas também das espessuras das camadas e módulo de deformabilidade das várias camadas que compõem esse pavimento.

Através da medição de deformações em vários pontos da superfície da estrada, espaçados ao longo da zona de influência da carga, ou seja, na bacia de deformação, permite-nos uma melhor caracterização da resposta do pavimento à aplicação da carga.

Assim sabendo que os valores dos geofones mais afastados, são relativos às camadas mais profundas, permite-nos saber as características das camadas inferiores. Prosseguindo a análise para os geofonos mais aproximados da zona de carga, permite-nos caracterizar as camadas superficiais.

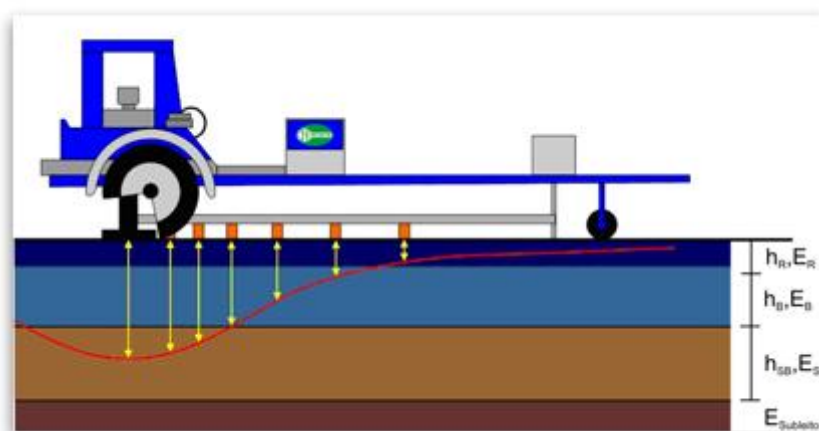


Figura 5.9 - Bacia de influência resultante da aplicação de uma carga com FWD (CPR Engenharia, 2011)

A retro-análise é uma forma de interpretação dos ensaios de carga, com o objectivo de determinar os módulos de deformabilidade das várias camadas. Este método consiste por via analítica e através dum processo de tentativas, na obtenção de uma deformada calculada o mais próxima possível da deformada medida, considerada representativa para um dado conjunto de ensaios. A deformada medida é a parte do deflectograma registado na descarga, ou seja, quando retirada a carga. Deformada calculada consiste no assentamento calculado para os vários pontos à superfície do pavimento, tendo em conta uma dada combinação de características de deformabilidade das camadas, devido à aplicação na superfície dos materiais granulares das cargas relativas ao ensaio. Um programa para o cálculo das deformadas, é por exemplo, o ELSYM5 da Universidade de Berkeley (EUA) (Quaresma, 1985).

Para o caso de utilização do deflectómetro de impacto, são medidos os assentamentos em sete pontos da superfície dos materiais granulares, quando aplicada uma carga de impacto devido à queda de uma massa. Esta força é transmitida através duma placa circular e os assentamentos são medidos através de geofonos ou sismógrafos. Os valores são registados e controlados através dum mini-computador. Através do ecrã do mini-computador pode-se visualizar os resultados no decurso dos ensaios, podendo ser estes imprimidos ou gravados em suporte digital (Nazzal, 2003).

## **5.6. Equipamentos de ensaios de carga mais utilizados e os seus procedimentos**

Antes de realizar um ensaio de carga com placa, é necessário haver uma área adequada para a placa de carga. A superfície de solo em que será realizado o ensaio deve ser regular, pode ser feito com a ajuda de uma régua metálica ou de uma colher de pedreiro. Caso seja necessário para equilibrar a irregularidade, pode-se utilizar uma camada de areia ou pasta de gesso seca, de forma a colocar a placa de carga na horizontal. Também nas zonas inclinadas, o solo na zona de ensaio deve ser colocado na posição horizontal, para evitar o movimento do dispositivo de carga.

### **5.6.1. Ensaio de carga com placa (ECP)**

O ensaio de carga com placa é realizado com uma placa de carga de forma circular, o seu diâmetro pode ser de vários valores, os mais comuns sendo variáveis de 6 em 6 centímetros, os 300mm (12”), 452mm (18”), 600mm (24”) e 762mm (30”). A espessura da placa nunca deve ser inferior a 25mm (Vu, M., 2005).

Sendo que numa mesma obra será importante utilizar sempre uma placa do mesmo diâmetro, pois os resultados são um pouco diferentes mediante o diâmetro da placa. A medição das deflexões poderá ser efectuada num ponto, situado a menos de 2 cm do centro da placa, ou em três pontos concêntricos, igualmente afastados entre si.

O aparelho para realização do ensaio é auxiliado por um veículo pesado, normalmente um camião. Este aparelho consiste nas placas, podem ser utilizadas apenas uma placa ou mais, no dispositivo de carga, num sensor que lê as medições e um computador que coordena todo o processo.



**Figura 5.10 - Dispositivo de ensaio de carga**

A aplicação da carga deve começar, como preparação do teste, com uma pré-carregada de 30 segundos sob pressão de  $0,01\text{MN/m}^2$ , e será novamente descarregada depois disso e o calibrador ajustado a zero. Em seguida, o carregamento será efectuado pelo menos 6 vezes, com a mesma carga, até atingir uma deformação de 7 mm ou que a pressão sob a placa seja  $0,25\text{MN/m}^2$  (Vu, M., 2005).

Para cada estágio, a carga deverá ser mantida constante durante dois minutos, no caso de ensaio sobre solos, ou de um minuto, para ensaios sobre materiais de sub-base. Para a determinação do valor do módulo de deformabilidade,  $E_v$ , para construção de estradas, deverá ser utilizada uma placa de 300 mm e a carga deverá ser aumentada até se induzir um assentamento de 5 mm ou se atingir uma tensão normal sob a placa de  $0,5\text{MN/m}^2$  (Vu, M., 2005).

Para os ciclos de carga e recarga, a fase seguinte de carga só pode começar quando a recuperação do solo ou o abatimento for inferior a  $0,02\text{mm/min}$ . Após o ciclo de carga máxima, a carga da placa será retirada em três ciclos (50%, 25% e 0% do carregamento máximo). Após o solo

recuperar completamente, o segundo ciclo de carga será implementado. No segundo ciclo de carregamento deverá ser atingida uma força tal que traduza uma tensão média sob a placa de 0,20MN/m<sup>2</sup>. A descarga só deverá ser efectuada após a estabilização da deformação.

Este ensaio é bastante demoroso, pelo que permite apenas a realização de poucos ensaios por dia. Assim sendo, numa estrada a realização deste ensaio apenas será possível com uma baixa frequência, ou seja, em pontos distantes entre si.

### 5.6.2. Deflectómetro de impacto (FWD)

O objectivo deste ensaio visa, com este equipamento, simular uma massa em andamento lento e medir a deformação na sua zona de passagem, com o objectivo de medir a rigidez das diversas camadas do pavimento e leito de pavimento. Os detalhes de funcionamento do ensaio variam de fabricante para fabricante, mas os princípios de funcionamento são os mesmos.

O aparelho consiste num reboque com duas rodas, que pode ser rebocado por veículos convencionais, e suporta um sistema que permite a uma massa cair livremente sobre o solo.

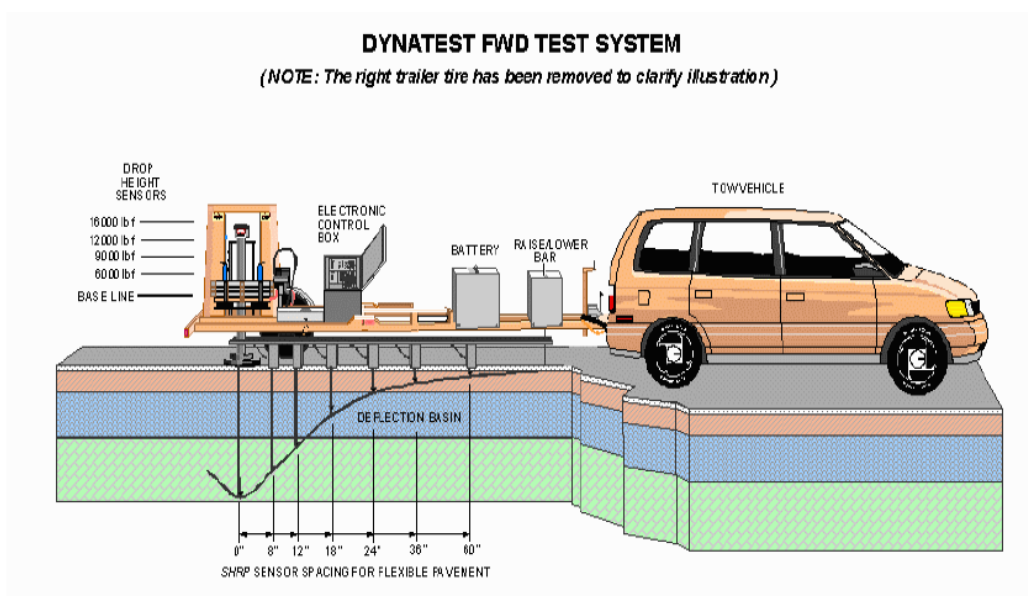
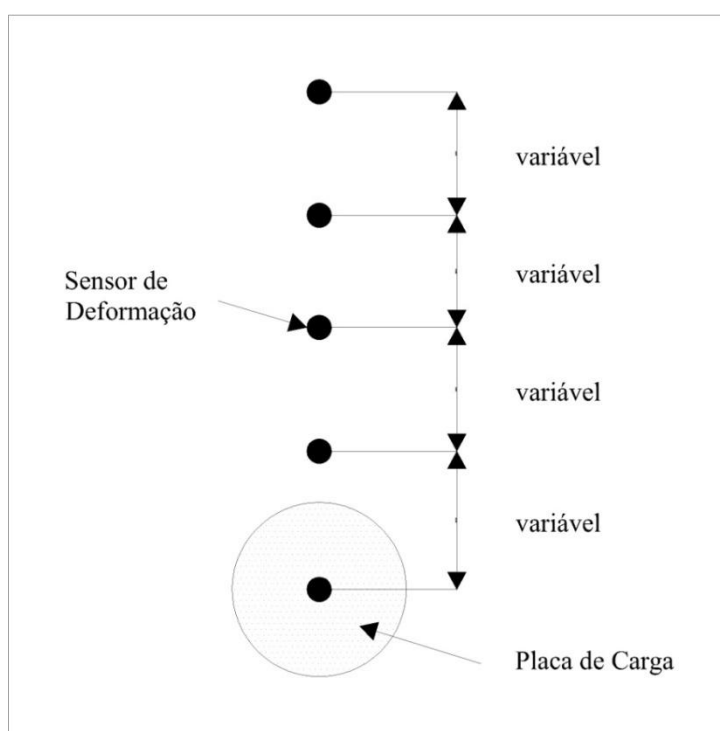


Figura 5.11 - Dynatest Model 800 (FWD) (Nazzal, 2003)

O peso desta massa é variável entre 50 a 300 Kg, e a sua altura de queda pode igualmente variar entre 50 mm a 510 mm. A placa a ser utilizada pode ser de duas dimensões, 300 e 450mm de diâmetro, e a massa é lançada sobre uma borracha para amenizar o choque da carga e para melhor distribuir a carga por toda a área da placa. A força aplicada ao solo pode variar entre 7 a 105 kN, exercendo uma pressão de 0,1 a 1,5 MPa. A título de comparação uma roda de um camião exerce uma pressão de cerca de 0,7 MPa para uma superfície de contacto equivalente a uma placa com 450 mm de diâmetro. O efeito produzido pela queda da massa é medido por uma célula de carga ou geófono, situado *em cima* da placa de carga. Este sistema é composto por uma fila de sete geófonos, que estão ligados a um quadro metálico que é preso ao chassis de um veículo, e com capacidade de ler deformações de +/- 0,023 mm e com uma precisão de 2%. A distância dos geófonos da aplicação da carga é regulada em função do tipo de pavimento ou da camada testada. As distâncias entre cada sensor e a carga são normalmente incrementos de 300 mm entre cada sensor, sendo usual chegar a distâncias um pouco superiores a 2 metros, distância onde ainda será possível observar deformações causadas pelo impacto da carga (Vu, M., 2005).



**Figura 5.12 - Representação esquemática da placa de carga e geófonos**

Os geófonos são instrumentos que permitem o envio de sinais, através de cabos, de forma a traçar e imprimir os resultados do FWD. Este equipamento permite dar resultados de 20 a 30 km de pavimento por dia, dependendo do número de pontos de medida. Ou em termos do número de

medições, 200 a 300. O tempo de queda das cargas varia entre 0,025 e 0,030 segundos, sendo que a duração de 0,030 segundos representa a duração de uma vibração produzida por uma roda em movimento, à velocidade de 30 km/h (Vu, M., 2005).

## **6. Classificação de plataformas**

### **6.1. Consideração das condições de fundação no dimensionamento de pavimentos**

A fundação de pavimento é um conjunto de camadas sobre a qual estão assente as camadas do pavimento. Esta camada tem uma extrema importância, pois tem como função dar estabilidade e boas condições de funcionamento ao pavimento. Caso estejamos em situação de aterro, esta é constituída pela parte superior do aterro (PSA), por norma com características inferiores às necessárias para garantir a referida estabilidade, e pelo leito de pavimento, material por norma de melhor qualidade. Para o caso de estarmos em escavação, a superfície da parte escavada deve ser escarificada, e posteriormente colocado o leito de pavimento. O leito de pavimento tem a função de garantir as características necessárias à fundação do pavimento, compensando quando necessário a pior qualidade do material que se encontra por baixo. Para conseguir garantir estas características recorre-se a solos de melhor qualidade, brita, rocha, ou materiais tratados com cimento ou cal. Estas melhores qualidades têm por objectivo garantir as menores deformações e extensões possíveis, que serão transmitidas ao pavimento, proporcionando-lhe maior estabilidade e longevidade. É importante referir que a influência destes materiais, só é relevante até cerca de 1 metro de profundidade, segundo refere o “Manual de concepção de pavimentos rodoviários para a rede rodoviária nacional” (JAE, 1995).

Nas metodologias utilizadas para dimensionar pavimentos são usualmente consideradas as condições de fundação assumindo:

- 1) a existência de um meio espaço que é homogéneo abaixo do pavimento
- 2) o módulo de deformabilidade desse meio espaço depende da natureza dos materiais colocados em leito de pavimento, da natureza dos materiais colocados abaixo do leito de pavimento e da espessura dos materiais colocados em leito de pavimento
- 3) o valor do módulo de deformabilidade da plataforma é previsto através de tabelas, como indicado nas secções seguintes.

Mais recentemente tem-se procurado desenvolver metodologias alternativas que estabelecem as condições de fundação em termos do módulo de deformabilidade obtido a partir de ensaios de carga realizados em fase de construção após finalização das terraplenagens.

A utilização dos ensaios de carga para o dimensionamento estabelece as condições através da verificação das soluções aplicadas, ao invés das soluções tradicionais que estabelecem as condições através da previsão. Este método apresenta como principal vantagem, o facto de termos uma real percepção da qualidade da plataforma, tendo em conta a qualidade dos materiais e a sua aplicação em obra, sendo que nos casos em que a classe de plataforma for melhor que o previsto, pode-se optar por soluções de pavimento mais vantajosas economicamente.

Porém este método tem alguns factores a explorar, como a dificuldade em ter um critério que permita transmitir os resultados obtidos através dos ensaios de carga, para as condições da fundação prevista.

De facto ao realizarmos um ensaio de carga, obtém-se frequentemente o valor de módulo de deformabilidade para uma camada homogénea, apesar da fundação poder ser composta por várias camadas. Será importante saber a relevância desta equivalência, se será razoável considerar uma estrutura composta por vários solos de diferentes módulos de deformabilidade e diferentes espessuras, ou apenas um solo uniforme.

## **6.2. Previsão das condições de fundação com base em tabelas**

A classificação de plataformas surge da necessidade de saber a qualidade dos vários materiais que constituem a plataforma. O principal objectivo das classificações de plataformas existentes um pouco por toda a Europa, passa por através da qualidade e da espessura dos vários materiais que constituem uma plataforma, fazer equivaler a um meio considerado homogéneo. A este meio homogéneo é atribuído uma classe de plataforma.

Em muitos casos a qualidade dos solos existentes, não é necessária para satisfazer as necessidades de fundação da estrada a construir. Por isso, coloca-se em cima do material existente, material de melhor qualidade e com determinada espessura, de forma a garantir a classe de plataforma necessária ao bom desempenho do pavimento a ser colocado.

### 6.2.1. Modelo Francês

O método francês para a concepção de plataformas é descrito no “Manuel de conception des plates-formes autoroutières”, SCETAUROUTE (1998), e tem em conta os seguintes parâmetros:

- A PSA tem em conta uma resistência mínima a garantir durante a fase de obra, para que se possa efectuar o tráfego de camiões e outros veículos necessários á obra.

- As diferentes classes de plataforma PF<sub>2</sub>, PF<sub>3</sub> e PF<sub>4</sub>.

- A caracterização da resistência do solo, em função da sua natureza, do seu estado

- As técnicas possíveis, materiais não tratados ou tratados.

O capítulo 4 deste manual francês contém as tabelas que definem estruturas de plataforma para diferentes características da PSA (“arase”). Este método consiste em definir a classe de plataforma a partir da “arase” e tendo em conta a resistência necessária para suportar o tráfego de obra.

O tráfego de obra é um parâmetro exclusivo do modelo francês, que tem em conta o tipo de veículos e o número de passagens a realizar por eles, no decorrer da fase de obra. Com esta informação atribui-se classes de tráfego de obra, que são tidos em conta na fase de escolha de classe de plataforma.

Outro aspecto importante deste manual é o conceito de “Arase”, que é constituído por todos os solos inferiores ao leito de pavimento. Sendo esta a única metodologia de entre as estudadas, a atribuir uma denominação a estes solos, algo importante, pois eles terão elevada importância nas características das plataformas.

O método descrito em seguida é constituído pelas seguintes fases:

- Caracterização dos materiais disponíveis para a “arase” e leito de pavimento.

- Determinação da classe de tráfego em obra, ou das classes consoante a estratégia de terraplenagens e pavimentação.

- Classe de “arase” possíveis tendo em conta os materiais disponíveis, os volumes disponíveis e os tratamentos possíveis.

- Análise da necessidade de um leito de pavimento se a “arase” não satisfizer as exigências das plataformas.

-Verificação ao gelo-degelo e eventuais modificações.

-Camada de regularização se as exigências de nivelamento não forem satisfeitas.

-Estabelecimento da espessura e características do materiais de leito de pavimento.

Este manual apresenta a figura 6.1 que contém os vários solos, que mediante certas condições, como teor em água, resultados de ensaio de carga com placa, ou adição de pequenas percentagens de cimento, faz corresponder a uma classe  $S_k$  ( $S_0$  a  $S_4$ ).

## Règles de classement des sols

Classification géotechnique du sol	Classement du sol en vue du dimensionnement de la chaussée				
<p><math>A_1, B_2, B_4, B_5</math>  <math>A_2, B_6</math>  <math>C_1</math> (Fraction &lt; 20 mm) <math>A_3, A_4</math></p>	<p>Teneur en eau caractéristiques du mètre supérieur du sol naturel en place (par rapport à l'OPN).</p> <p>Le classement en <math>S_2</math> ne pourra être envisagé que si l'étude géotechnique montre que l'on est bien dans les conditions requises de teneur en eau : cette possibilité pourra notamment être étudiée en remblai : en déblai, la prudence vaudra que l'on n'adopte pas <math>S_2</math> sauf justification particulière qui devra figurer dans le mémoire "terrassements et chaussées" de l'avant projet.</p>				
Sol fin traité à la chaux	$S_{AR}$ si $Ev_2 \geq 40 \text{ MPa}$				
	Degré de saturation caractéristique du mètre supérieur du sol en place.				
$B_1 - D_1$	<table border="1"> <thead> <tr> <th>50%</th> <th>90%</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>S_2</math></td> <td><math>S_1</math></td> </tr> </tbody> </table>	50%	90%	$S_2$	$S_1$
50%	90%				
$S_2$	$S_1$				
$B_3$	$S_2$				
$D_2 - D_3$	<p><math>S_4</math>, si le module <math>Ev_2</math> caractéristique est supérieur à 200 MPa.</p> <p><math>S_3</math> si le module <math>Ev_2</math> caractéristique (consulter le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées) est supérieur à 120 MPa</p> <p><math>S_2</math> dans les autres cas</p> <p>Pour <math>D_3</math> on n'adoptera <math>S_3</math> ou <math>S_4</math> que si la couche de réglage n'est pas susceptible de faire chuter la portance du sol.</p> <p>Les sols <math>D_2</math> et <math>D_3</math> sont en principe insensibles à l'eau : leur portance dépend de leur courbe granulométrique, de l'angularité etc.</p> <p>On pourra prévoir le comportement de ces sols soit à l'aide de mesures effectuées sur le sol en place ou sur une planche d'essai suffisamment épaisse soit en tenant compte de l'expérience locale.</p>				
Déblais dans le rocher non évolutif	<p>Nécessité d'une couche de réglage visant à respecter les tolérances de nivellement et à homogénéiser la portance.</p> <p>On adoptera la classe <math>S_3</math> du matériau de réglage.</p>				
$C_2$	Sols se prêtant mal aux mesures. A classer en $S_0, S_1$ ou $S_2$ après avoir consulté le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées.				
$R_1$ (craies)	<p>Les craies après traitement au ciment (minimum 3% seront classées <math>S_1</math> et <math>S_2</math> (&gt; 4%) et considérées peu gélives.</p> <p>Dans le cas contraire, elles seront classées <math>S_0</math> et très gélives.</p>				
$R_2$ (calcaires) $R_3$ (grès...) $R_4$ (granite...)	Suivant leurs pourcentages de fines et leur possibilité d'évolution sous trafic de chantier, ces matériaux seront classés $S_1, S_2$ ou $S_3$ . Dans le cas d'une couche de réglage visant à respecter les tolérances de nivellement notamment, on adoptera la classe $S_3$ du matériau de réglage.				
Matériaux F	Apprécier l'évolution probable du sol et le classer en $S_0, S_1$ ou $S_2$ après avoir consulté le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées.				

Figura 6.1 - Regras de classificação de solos (SCETAURROUTE,1998)

Para atribuir uma classe de plataforma, este manual tem em conta a classe de "arase", a classe dos solos a colocar em leito de pavimento, a sua espessura e a classe de tráfego de obra, sendo que este último parâmetro apenas influencia o tratamento dos solos abaixo da camada de leito de pavimento.

Para leitos de pavimento em materiais não-tratados o manual apenas permite a obtenção de plataformas PF2 e PF3, através da utilização de solos S2 ou S3.

**Tabela 6.1 - Critérios para definir a classe de Plataforma(SCETAURROUTE,1998)**

Poutance du sol support	S <sub>1</sub>		S <sub>0</sub>		S <sub>1</sub>		S <sub>2</sub>		S <sub>3</sub>	
	TC <sub>4</sub>	TC <sub>2</sub>	TC <sub>3</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>
Traffic de chantier	TC <sub>4</sub>	TC <sub>2</sub>	TC <sub>3</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>
	TC <sub>4</sub>	TC <sub>2</sub>	TC <sub>3</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>	TC <sub>1</sub>	TC <sub>0</sub>
PARTIE SUPERIEURE DES TERRASSEMENTS - MATERIAUX TRAITES AU CIMENT OU LIANTS ROUTIERS (CLASSE 5)										
PST	0 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm	0 cm	30 cm	35 cm	40 cm	45 cm
						0 cm	0 cm	0 cm	30 cm	0 cm
OBJECTIF DE PLATE-FORME										
MATERIAUX NON TRAITES DE TYPE "SF" EN COUCHE DE FORME										
PF2	S2	BE + 75	0	0	0	0	0	0	0	0
	S3	BE + 55	0	0	0	0	0	0	0	0
PF3	S3	BE + 85	0	0	0	0	0	0	0	0
			0	0	0	0	0	0	0	0

Este manual refere a importância do acompanhamento da obra, através do estudo da evolução das características mecânicas em laboratório em determinadas condições de temperatura, ao qual será possível obter uma resistência mínima para uma determinada temperatura e número de dias experimentados. É importante referir que para períodos em que a temperatura seja inferior a 5°C, é possível que os ligantes não façam presa.

### 6.2.2. Modelo Português

Segundo o “Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional”, da antiga JAE, que data de 1995 é importante analisar a camada superficial da fundação até à profundidade de 1 metro.

Este manual estabelece as quatro classes de fundação do pavimento indicadas na tabela 6.2.

**Tabela 6.2 - Classes de Fundação (JAE, 1995), citando CEPISA (2010)**

Classe de fundação	Módulo da fundação, $E_f$ (MPa)		Classes de tráfego
	Gama	Valor de cálculo	
$F_1$	$30 < E_f \leq 50$	30	$T_5 T_6$
$F_2$	$50 < E_f \leq 80$	60	$T_3 T_4 T_5 T_6$
$F_3$	$80 < E_f \leq 150$	100	$T_1 T_2 T_3 T_4 T_5 T_6$
$F_4$	$E_f > 150$	150	$T_1 T_2 T_3 T_4 T_5 T_6$

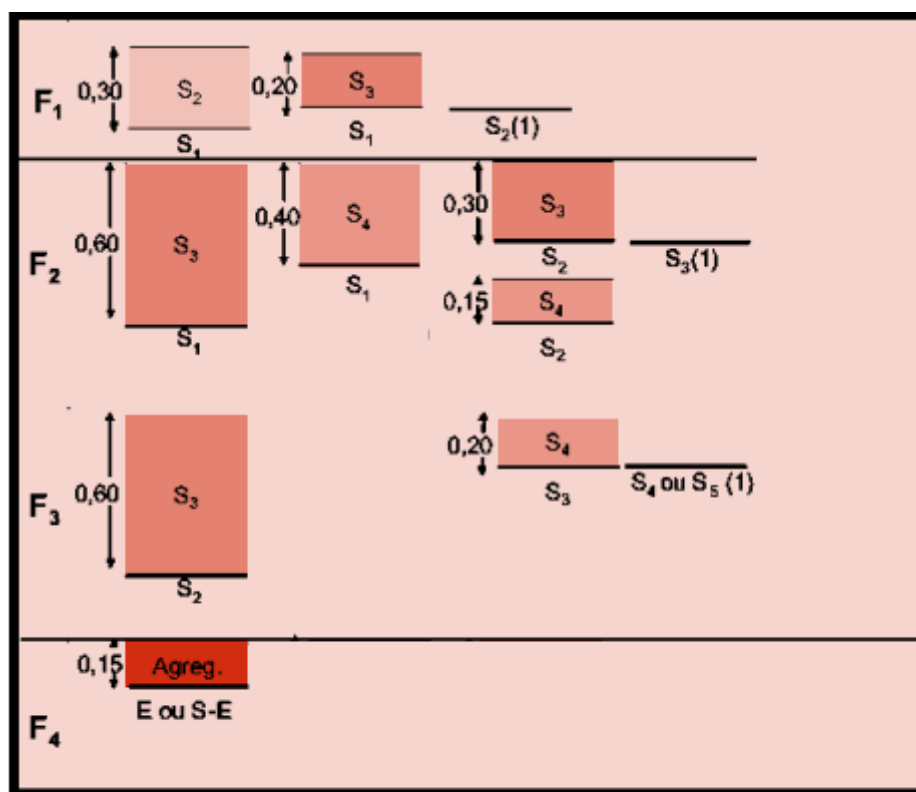
A estas classes de fundação corresponde uma gama de valores de módulo de deformabilidade. O valor do módulo de deformabilidade aumenta com a classe de fundação e é utilizado para dimensionamento do pavimento. A tabela 6.2 mostra também que as classes de tráfego mais exigentes, requerem classes de fundação melhores.

As condições de fundação dos pavimentos são influenciadas predominantemente pelas características dos solos da parte superior das terraplenagens (até cerca de 1 m), incluindo o leito de pavimento. A classe de fundação de um pavimento será função dos solos existentes no local, dos materiais e processos construtivos utilizados para execução das terraplenagens e para a execução do leito de pavimento. Para efeitos de avaliação dos seus possíveis tipos de reutilização em obras de terraplenagem e de atribuição de classes de fundação, os solos usualmente encontrados estão agrupados em classes, cujo comportamento mecânico é expresso através do respectivo valor de CBR para as condições mais desfavoráveis previsíveis em obra e após entrada em serviço.

O modelo de classificação de solos português é bastante mais simples que o francês, pois atribui a tipos de solos classes de CBR, sem ter em conta outros aspectos referidos no manual francês.

Na figura 6.3 é incluída a previsível reutilização dos diversos tipos de terrenos na execução da PSA e no leito do pavimento, tendo em conta as suas características mais importantes no domínio da sua aplicabilidade em obras rodoviárias.

O manual português para a questão da constituição das plataformas, apenas tem em conta a qualidade dos solos inferiores, a qualidade dos solos a utilizar em leito de pavimento e a espessura do leito de pavimento (fig. 6.2).



*E – Enrocamento (aterro); SE – Solo-enrocamento (aterro)  
(1) Em escavação, o solo deve ser escarificado e recompactado, por forma a garantir uma espessura final de 0,30 m bem compactada*

**Figura 6.2 - Camada de leito em materiais não ligados (JAE, 1995) , citando CEPISA (2006)**

O manual português tem também uma tabela semelhante para materiais tratados, na qual a classificação de plataformas depende exactamente dos mesmos factores das plataformas para solos não-tratados.

**Tabela 6.3 - Camada de leito em materiais tratados com ligantes hidráulicos (JAE, 1995)**

		F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>4</sub>
<div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <div style="border-right: 1px solid black; padding-right: 5px; margin-right: 5px;">E<sub>f</sub> (MPa)</div> <div style="border-bottom: 1px solid black; padding-bottom: 5px; margin-bottom: 5px;">CBR(%)</div> </div>		>50 a ≤80	>80 a ≤150	> 150
		S <sub>0</sub>	< 3	estudo especial
S <sub>1</sub>	≥ 3 a < 5	40 ST <sub>1</sub> ou 25 ST <sub>2</sub>	40 ST <sub>2</sub>	—
S <sub>2</sub>	≥ 5 a < 10	—	40 ST <sub>1</sub> ou 25 ST <sub>2</sub>	40 ST <sub>2</sub>
S <sub>3</sub>	≥ 10 a < 20	—	—	25 ST <sub>2</sub>
S <sub>4</sub>	≥ 20	—	—	—

*As espessuras são definidas em cm*

Os materiais utilizados na tabela 6.3, ST1 e ST2, são solos tratados com cal ou cimento. Sendo o solo ST1 tratado com cal e terá que garantir um CBR imediato superior a 8%, e o solo ST2 um solo tratado com cimento (eventualmente também com cal), que terá que garantir um CBR imediato superior a 15% e uma resistência à tracção em compressão diametral aos 28 dias superior a 0,2 MPa.

### 6.2.3. Modelo Espanhol

O modelo Espanhol classifica as plataformas de forma semelhante ao modelo Português, apenas dependendo da qualidade dos solos inferiores, da qualidade dos solos a colocar em leito de pavimento e da respectiva espessura.

Este modelo tem a particularidade de considerar leitos de pavimento compostos por 2 camadas de materiais distintos, permitindo uma melhor gestão de recursos através da combinação de materiais

de características diferentes. Entre a combinação de materiais distintos, tem a particularidade de poder combinar materiais não-tratados com materiais tratados.

O modelo espanhol usa uma classificação de solos diferente do português e do francês, que considera 6 classes: Solos inadequados e marginais (IN), solos toleráveis (0), solos adequados (1), solos seleccionados (2) e (3) e rocha (R).

**Tabela 6.4 - Constituição de plataformas segundo o modelo espanhol (Ministerio do Fomento, 2006)**

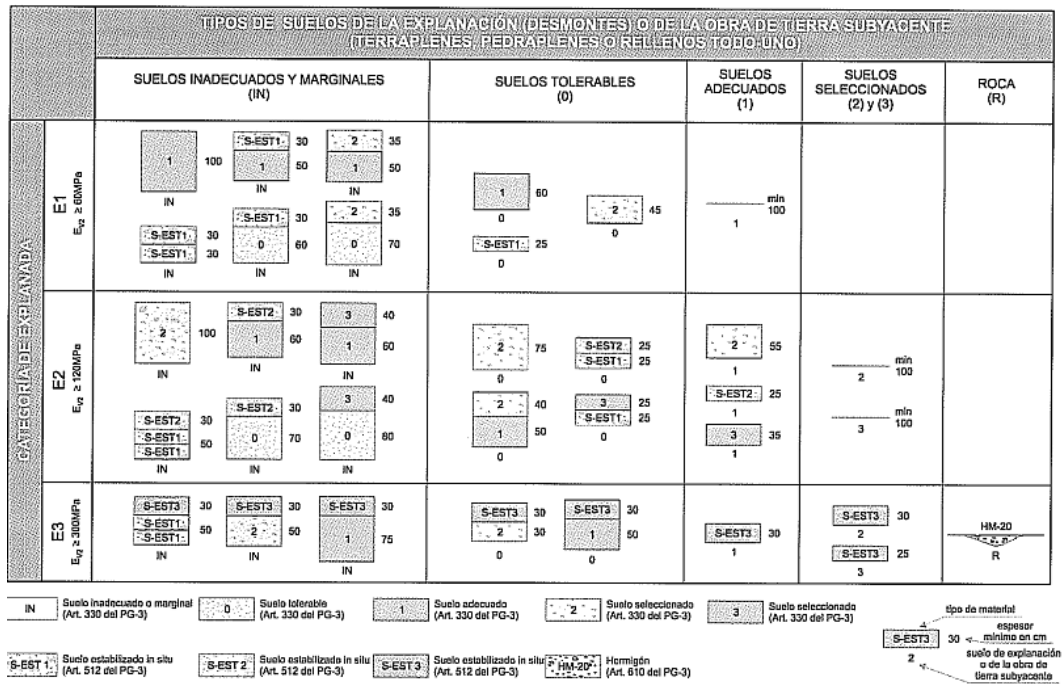


FIGURA 1. FORMACIÓN DE LA EXPLANADA

As classes de solo referidas, têm uma correspondência a valores de CBR e algumas restrições de aplicação que são apresentadas na tabela 6.5.

**Tabela 6.5 - Correspondência entre as classes de solo e classes de CBR (Ministerio do Fomento, 2006)**

SÍMBOLO	DEFINICIÓN DEL MATERIAL	ARTÍCULO DEL PCB	PRESCRIPCIONES COMPLEMENTARIAS
IN	Suelo inadecuado o Marginal	330	- Su empleo sólo será posible si se estabiliza con cal o con cemento para conseguir S-EST1 o S-EST2.
0	Suelo tolerable	330	- CBR $\geq$ 3 (*). - Contenido en materia orgánica < 1%. - Contenido en sulfatos solubles (SO <sub>3</sub> ) < 1%. - Hinchamiento libre < 1%.
1	Suelo adecuado	330	- CBR $\geq$ 5 (*)(**).
2	Suelo seleccionado	330	- CBR $\geq$ 10 (*) (**).
3	Suelo seleccionado	330	- CBR $\geq$ 20 (*)
S-EST1 S-EST2 S-EST3	Suelo estabilizado <i>in situ</i> con cemento o con cal	512	- Espesor mínimo: 25 cm. - Espesor máximo: 30 cm.

(\*) El CBR se determinará de acuerdo con las condiciones especificadas de puesta en obra, y su valor se empleará exclusivamente para la aceptación o rechazo de los materiales utilizables en las diferentes capas, de acuerdo con la figura 1.  
(\*\*) En la capa superior de las empleadas para la formación de la explanada, el suelo adecuado definido como tipo 1 deberá tener, en las condiciones de puesta en obra, un CBR  $\geq$  6 y el suelo seleccionado definido como tipo 2 un CBR  $\geq$  12. Asimismo, se exigirán esos valores mínimos de CBR cuando, respectivamente, se forme una explanada de categoría E1 sobre suelos tipo 1, o una explanada de categoría E2 sobre suelos tipo 2.

#### **6.2.4. Aspectos utilizados nas metodologias Espanhola e Francesa, a incorporar na metodologia Portuguesa**

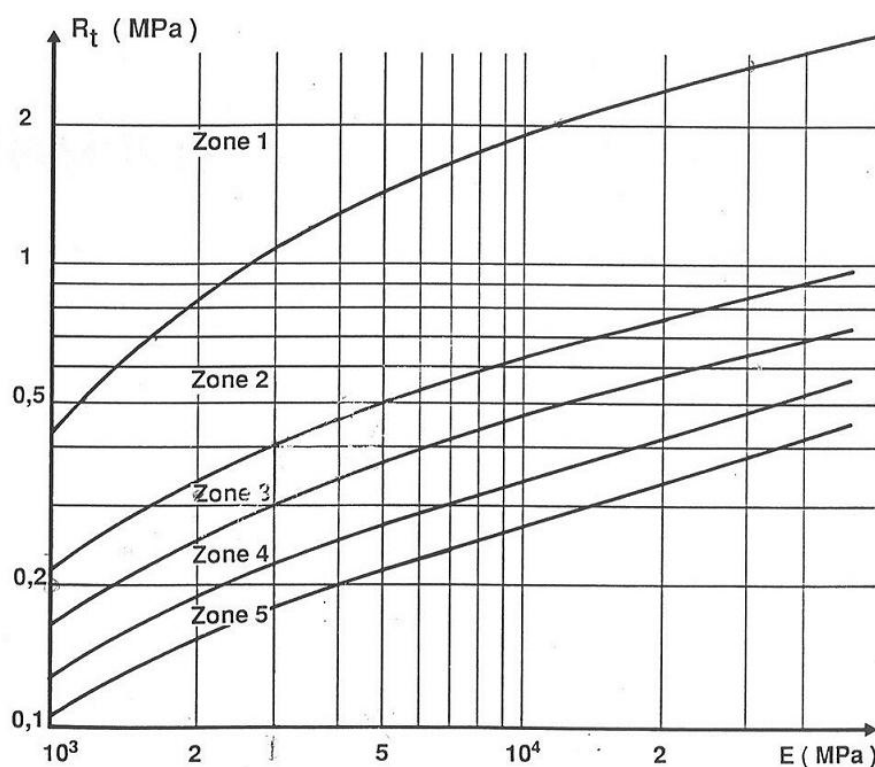
A metodologia portuguesa pode-se considerar um pouco desatualizada uma vez que foi publicada em 1995. A juntar a este facto, é preciso ter em conta que todas as metodologias têm aspectos diferentes, sendo que estes diferentes aspectos podem ser incorporados na nossa metodologia de forma a torná-la mais completa e actualizada.

Anteriormente foi referida a denominação “Arase” utilizada pela metodologia francesa, algo que seria importante, utilizar uma denominação própria para os solos abaixo do leito de pavimento.

A metodologia espanhola prevê leitos de pavimento constituídos por materiais compostos, ou seja, compostos por 2 camadas de solo. Isto seria vantajoso do ponto de vista económico, uma vez que tornaria possível uma melhor utilização dos materiais existentes, sem prejuízo para a qualidade final da plataforma.

A metodologia espanhola prevê um controlo da execução das plataformas, através da realização de ensaios de carga. Para o caso dos solos não tratados, prevê o controlo da deformação, prevendo uma deformação máxima para cada classe de plataforma. No caso de solos tratados, procede-se a uma verificação através do valor de  $E_{v2}$ , sendo especificado um valor mínimo para cada tipo de solo tratado.

A metodologia francesa, na questão dos materiais tratados, utiliza um gráfico que relaciona o módulo de deformabilidade dos materiais tratados com a sua resistência à tracção. Este gráfico tem 5 zonas, situando os materiais tratados numa destas 5 zonas (fig. 6.3). A principal vantagem desta metodologia, é o facto de poder diversificar os solos tratados, não ficando limitado às soluções únicas previstas nos manuais português e espanhol.



**Figura 6.2 - Abaco de determinação da zona de resistência à tracção para solos tratados (SCETAUROUTE, 1994)**

Outro aspecto que importará rever, é a gama máxima de valores das plataformas, uma vez que a plataforma mais resistente do manual português é para valores de módulo de deformabilidade superiores a 150 MPa, enquanto que o manual espanhol tem a sua plataforma de maior qualidade para valores de módulo de deformabilidade superiores a 300 MPa, já o manual francês considera a maior plataforma com valores superiores a 200 MPa. Poder-se-ia assim, proceder a um reajuste dos intervalos dos valores de módulo de deformabilidade das plataformas portuguesas, de forma a que a plataforma F4 pudesse corresponder a materias de melhor qualidade.

Seria importante que os solos  $S_3$  e  $S_4$  terem características atribuídas, tal como acontece no manual espanhol, de forma a poder atribuir-lhes características exigíveis em caderno de encargos.

### **6.3. Avaliação das condições de fundação com base em ensaios de carga**

#### **6.3.1. Introdução**

Esta metodologia para classificar plataformas com base em ensaios de carga, é recente. Tem associado um elevado grau de incerteza sobre os resultados obtidos, pelo que, tem sido utilizado como complemento aos métodos mais tradicionais, as tabelas.

#### **6.3.2. Nível de tensão**

O valor a considerar para o nível de tensão é importante, pois a fórmula de Boussinesq depende directamente da tensão aplicada. Assim quanto maior for o nível de tensão aplicado, maior será o valor do módulo de deformabilidade obtido. Desta forma será importante estabelecer valores de tensão a aplicar, e quais os mais adequados para a obtenção do valor de módulo de deformabilidade.

O nível de tensão tem um comportamento não linear, e inicialmente não-elástico, pelo que ao ser aplicado um primeiro carregamento, haverá um re-arranjo da posição das partículas, sucedendo-se o mesmo nos carregamentos seguintes, mas de forma mais reduzida. Assim, o primeiro carregamento será sempre diferente do segundo, e assim sucessivamente.

Em cada medição será obtido o valor dos assentamentos totais da placa. Com estas deformações, obtém-se o valor para o módulo de deformabilidade do primeiro carregamento ( $E_{v1}$ ) e para o segundo carregamento ( $E_{v2}$ ). Estes módulos devem ser medidos no carregamento, segundo o ensaio do LCPC (Pestana, 2008). Desta forma, será razoável considerar um valor médio da aplicação de tensão, para efeitos de cálculo, que é normalmente o correspondente à secante da curva, entre o ponto inicial e o ponto final. Este valor deve ser considerado durante o carregamento.

A relação entre estes módulos serve como um parâmetro de eficiência da compactação. Esta diferença registada entre o 1º e o 2º carregamento diminui significativamente se efectuarmos um 3º carregamento, razão pela qual o 3º ensaio é apenas realizado em situações excepcionais.

**Tabela 6.6 - Relação entre 1º, 2º e 3º impacto para o ECP (Hon, 2010)**

Ponto de medição	$E_{v1}$ (Mpa)	$E_{v2}$ (Mpa)	$E_{v3}$ (Mpa)	$E_{v2}/E_{v1}$	$E_{v3}/E_{v1}$	$E_{v3}/E_{v2}$
3	89,9	147,8	157,9	1,64	1,78	1,07
6	44,5	123,7	135,0	2,78	3,03	1,09
9	83,3	126,7	133,8	1,52	1,61	1,06
12	50,6	176,5	180,6	3,49	3,57	1,02
15	47,3	175,5	191,2	3,71	4,04	1,09
18	48,8	130,8	139,2	2,68	2,85	1,06

Para o caso de se utilizar o FWD apenas se começa a registar valores após o terceiro impacto, de forma a eliminar os primeiros resultados que terão deformações muito maiores que os seguintes.

A aplicação de uma placa directamente na fundação, difere da aplicação directa no topo de um pavimento. Para uma aplicação ao nível da superfície deve ser utilizada uma placa de 300 mm de diâmetro pois simula a passagem das rodas de um veículo, a área da placa e a área de contacto das rodas de um camião não difere muito. Já a carga aplicada varia entre 50 a 65 kN, correspondente entre um eixo de 100 kN a 130 kN, sendo o limite legal em Portugal de 120 kN, desta forma o valor de 130 kN simulará uma situação ligeiramente mais gravosa do que o limite legal.

Para o caso da aplicação da placa directamente na fundação, deve ser utilizada uma placa maior, de 762 mm, pois uma carga quando aplicada à superfície do pavimento terá uma área de influencia superior em profundidade. A carga a utilizar será inferior, de 20 kN a um máximo de 50 kN, pois ao nível da fundação há uma degradação das cargas actuaentes à superfície. Estes aspectos serão abordados na secção seguinte.

### **6.3.3. Avaliação da influência das cargas no solo com a profundidade**

Para demonstrar a influência das cargas com a profundidade foram analisadas duas situações, sendo a primeira uma plataforma F3, para uma classe de tráfego T6, sujeita a um eixo de camião de 80 kN e 80 psi. Para o efeito foi utilizado o programa ELSYM 5. O pavimento é constituído por uma camada betuminosa de 10 cm ( $E=4000$  MPa), uma camada de agregado de granulometria extensa de 20 cm ( $E=600$  MPa), uma sub-base de 20 cm também ( $E=300$  MPa) e a fundação ( $E=100$  MPa) de grandes dimensões.

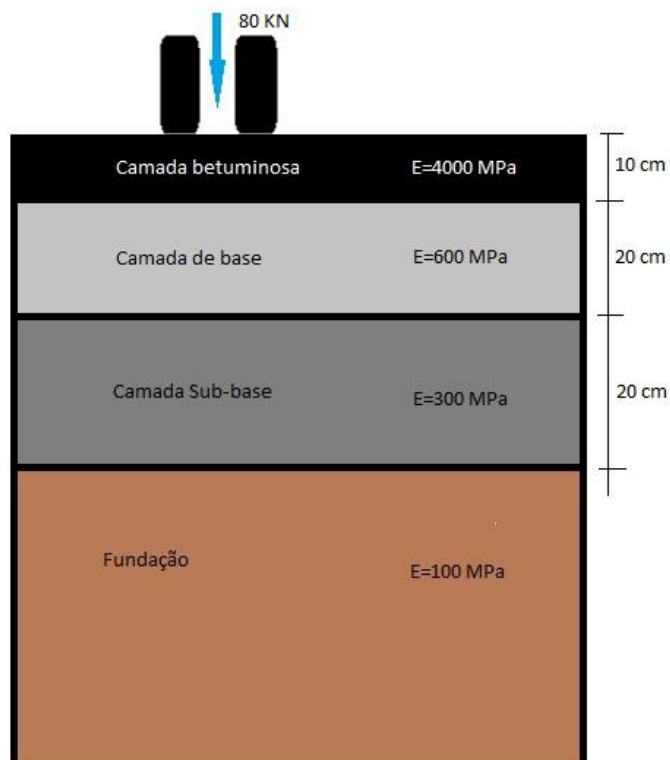


Figura 6.3 - Representação esquemática do perfil utilizado para este cálculo, para uma plataforma F3, e uma classe de tráfego T6.

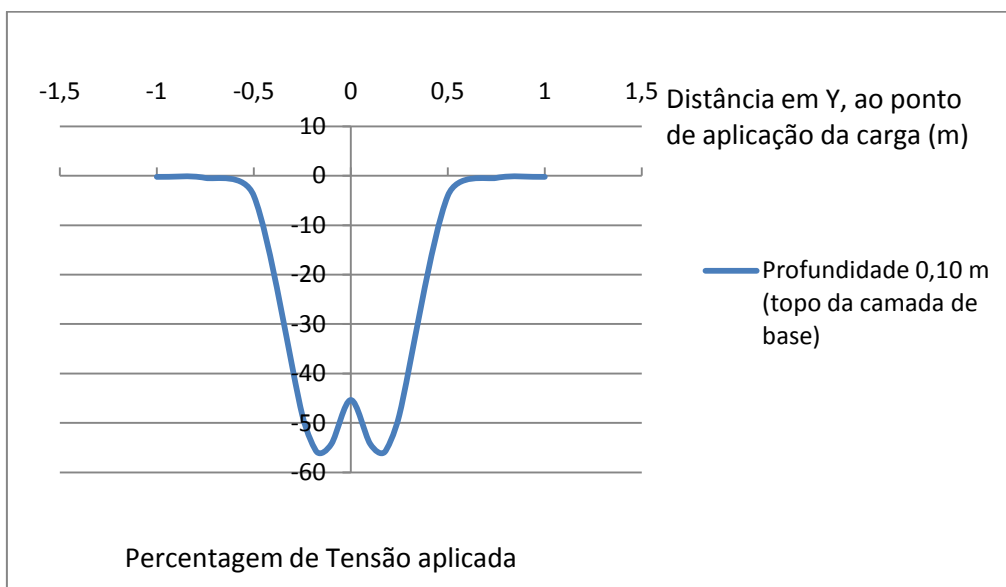
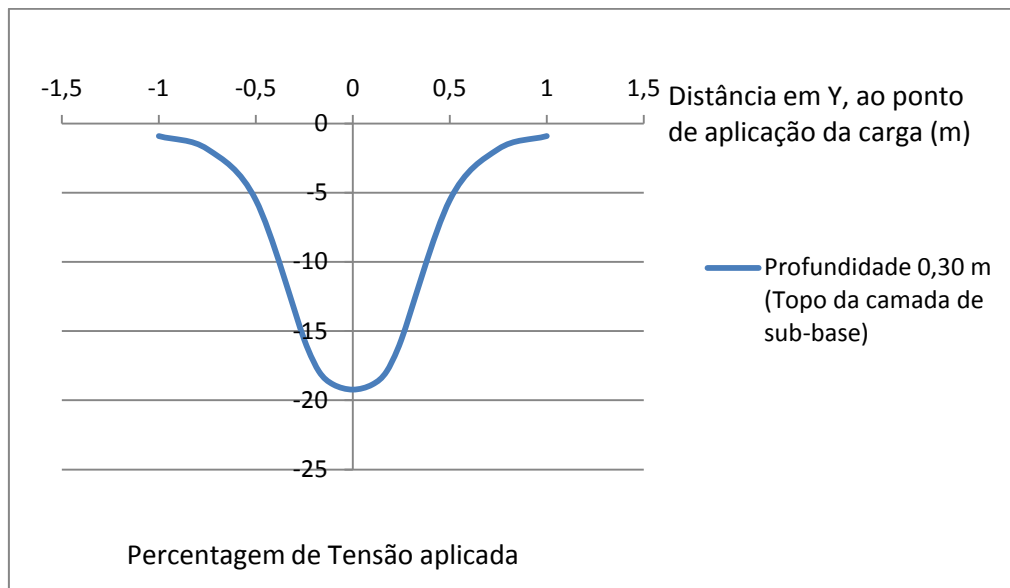
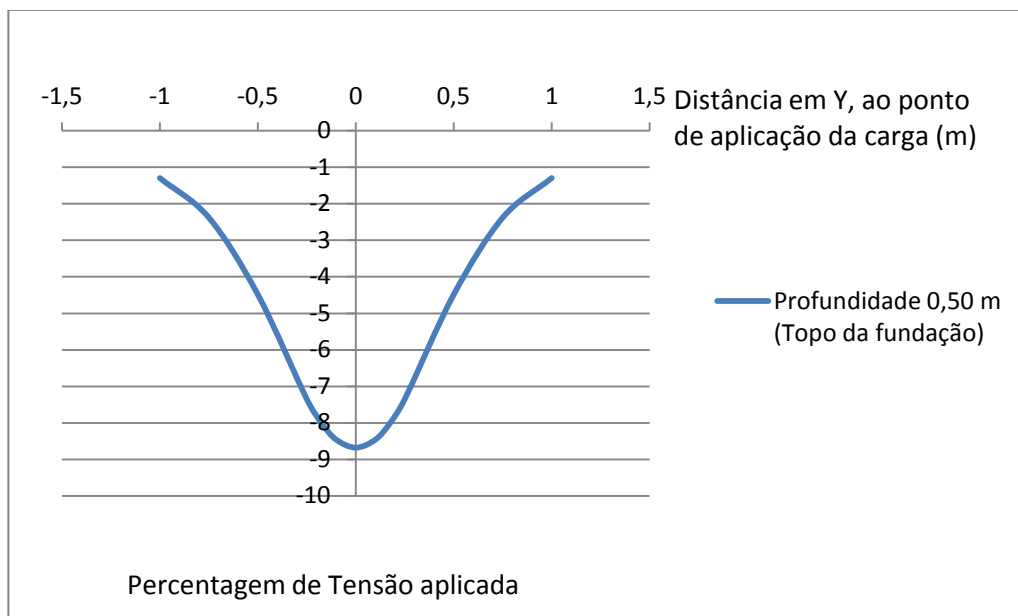


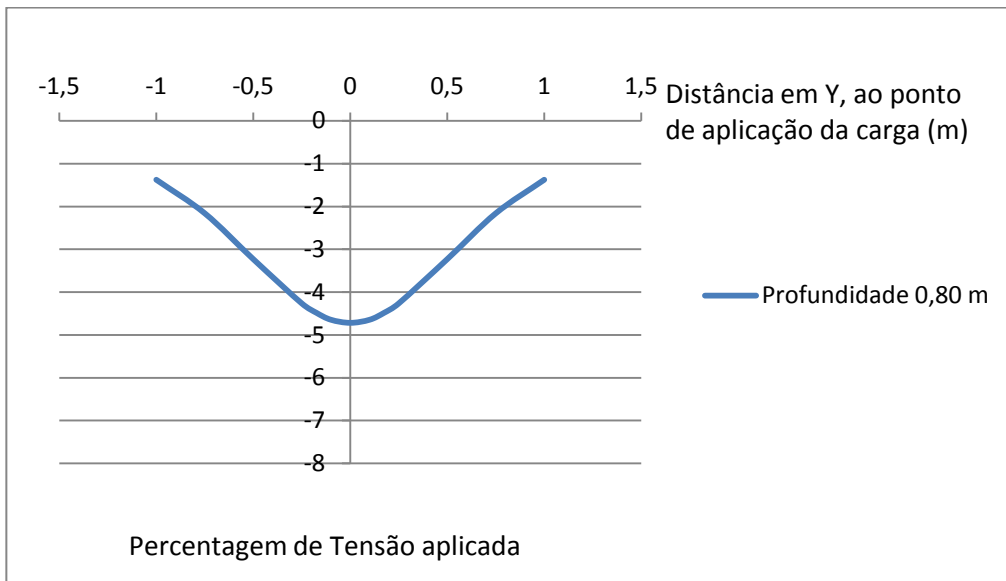
Figura 6.4 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de base, à profundidade de 0,10 metros, para classe de tráfego T6.



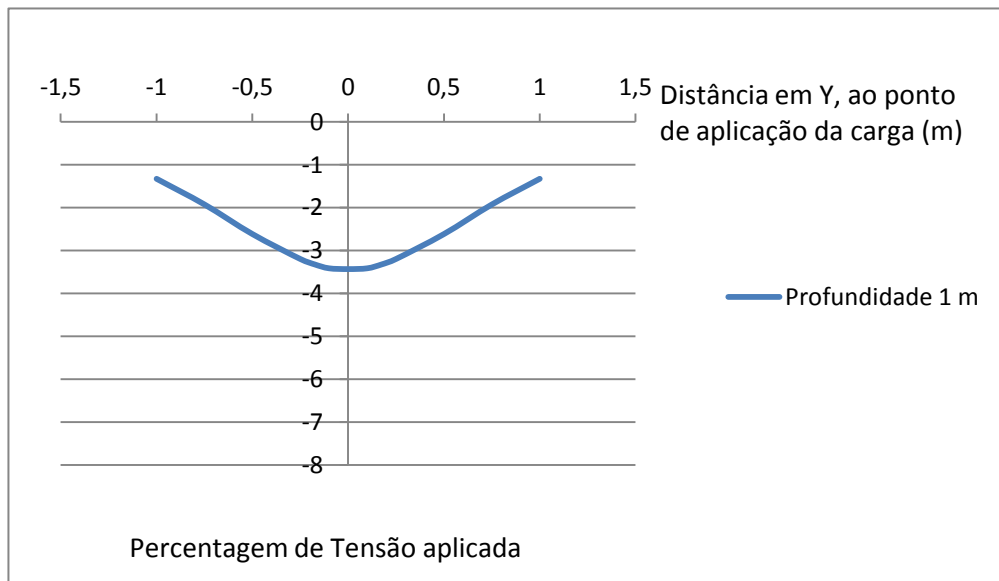
**Figura 6.5 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de sub-base, à profundidade de 0,30 metros, para classe de tráfego T6.**



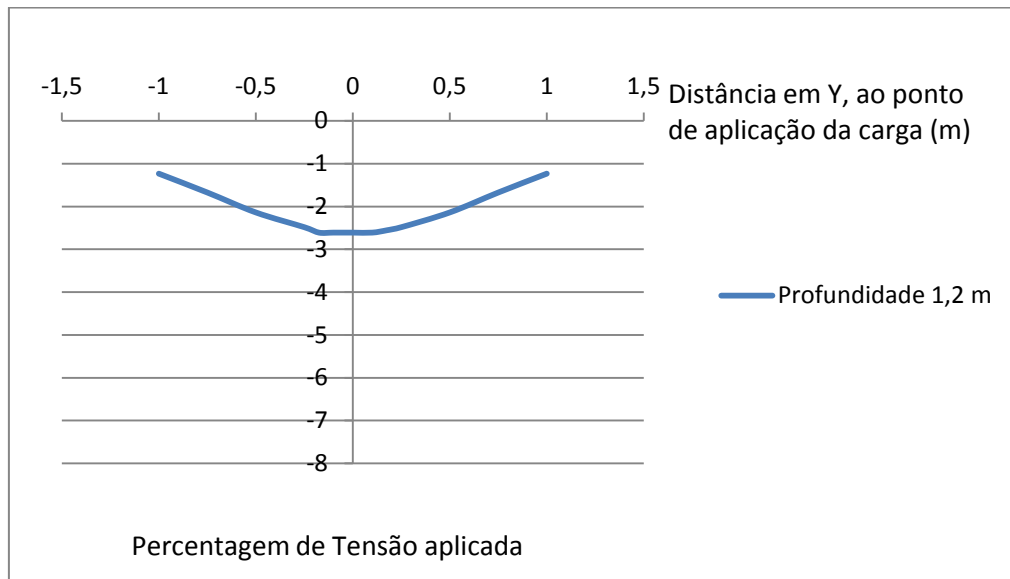
**Figura 6.6 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da fundação, à profundidade de 0,50 metros, para classe de tráfego T6.**



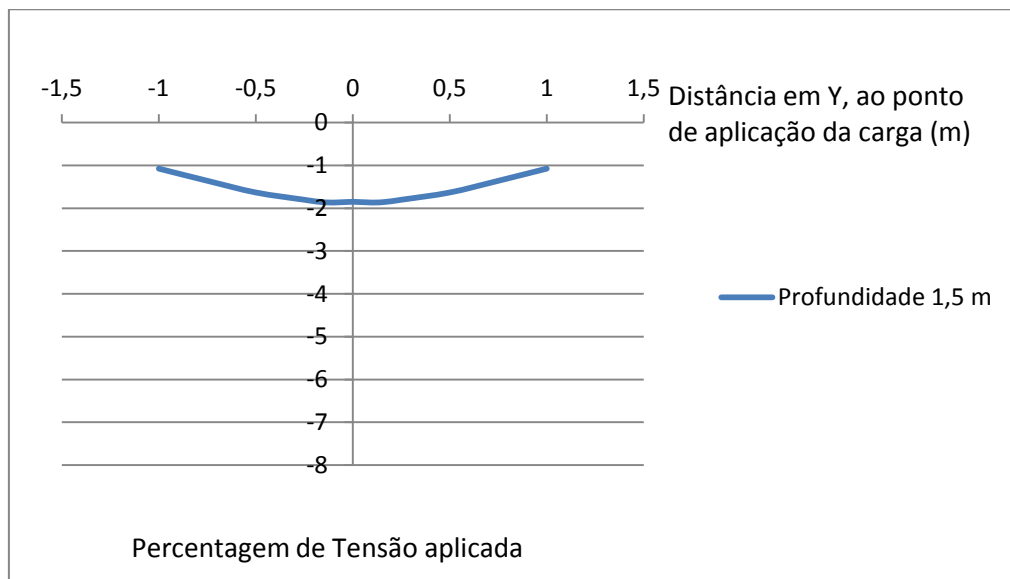
**Figura 6.7 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 0,80 metros, para classe de tráfego T6.**



**Figura 6.8 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1 metro, para classe de tráfego T6.**

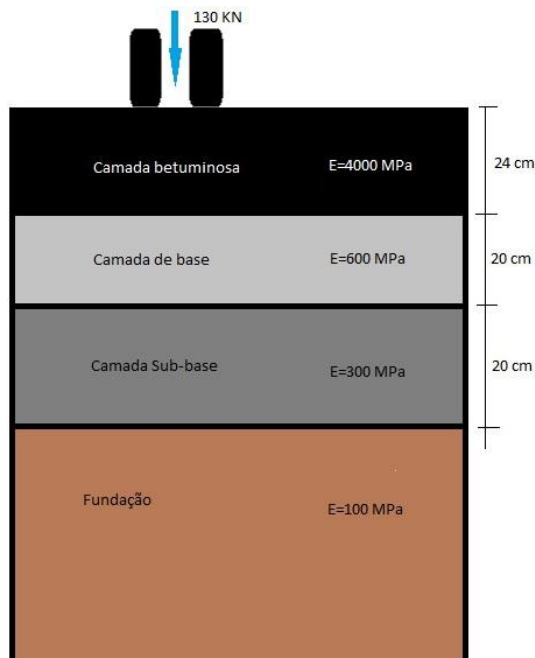


**Figura 6.9 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,2 metros, para classe de tráfego T6.**

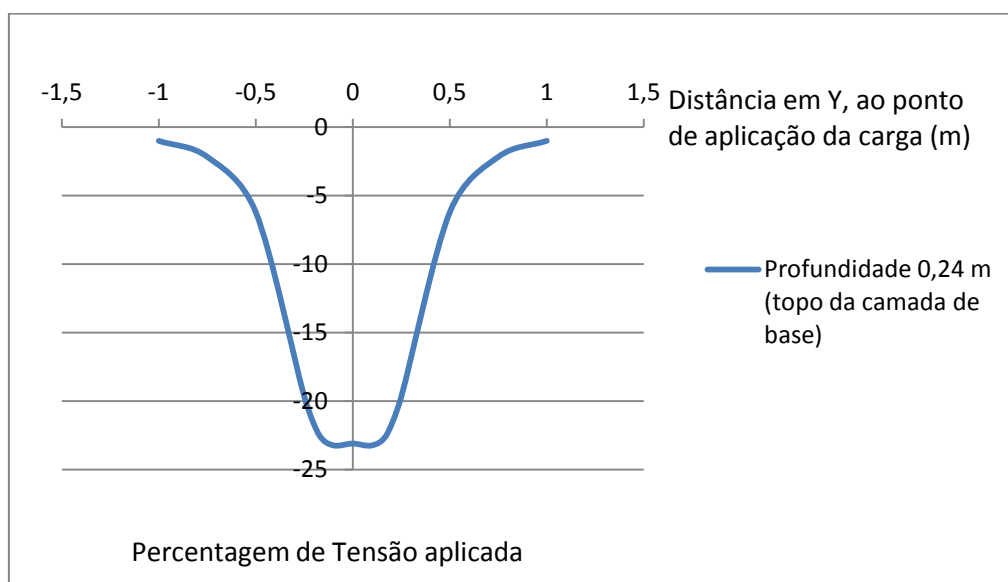


**Figura 6.10 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,5 metros, para classe de tráfego T6.**

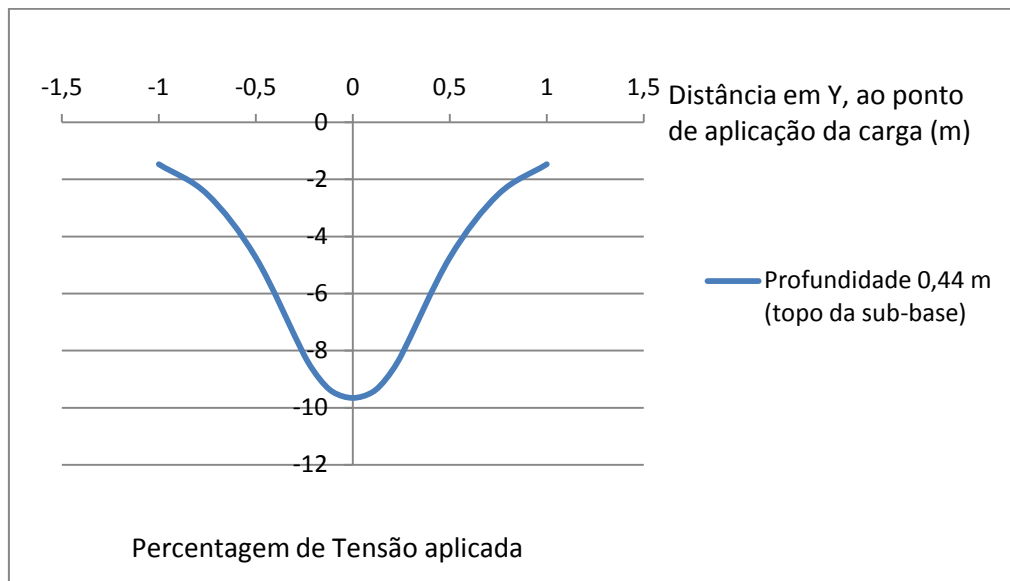
A segunda situação corresponde a uma plataforma F3, para uma classe de tráfego T2 e sujeita a um eixo de camião de 130 kN e 110 psi. A plataforma é constituída por uma camada betuminosa de 24 cm ( $E= 4000$  MPa), uma camada de agregado de granulometria extensade 20 cm ( $E=600$  MPa), uma sub-base de 20 cm também ( $E=300$ MPa) e a fundação ( $E= 100$ MPa) de grandes dimensões.



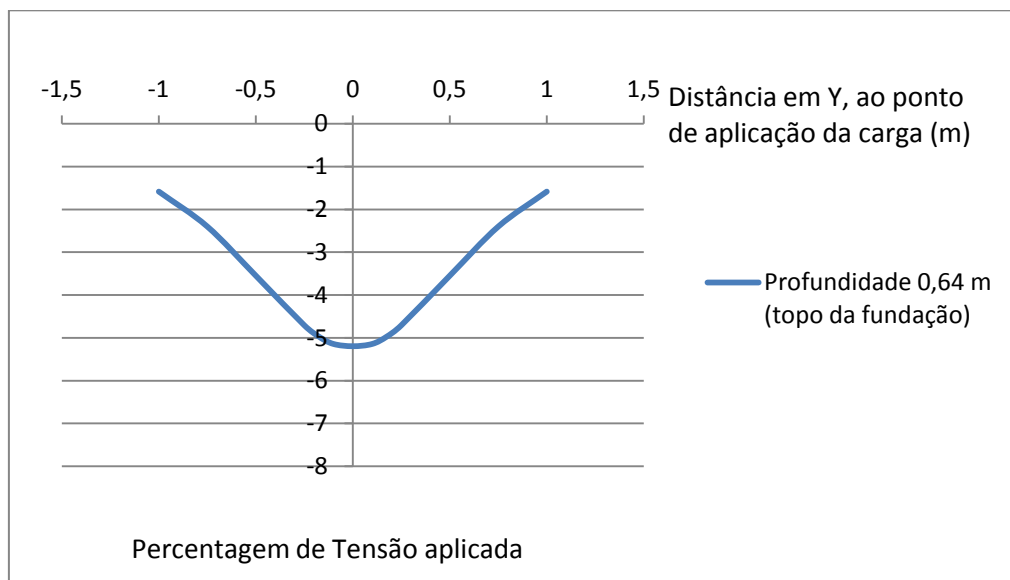
**Figura 6.11 - Representação esquemática do perfil utilizado para este cálculo, para uma plataforma F3, e uma classe de tráfego T2.**



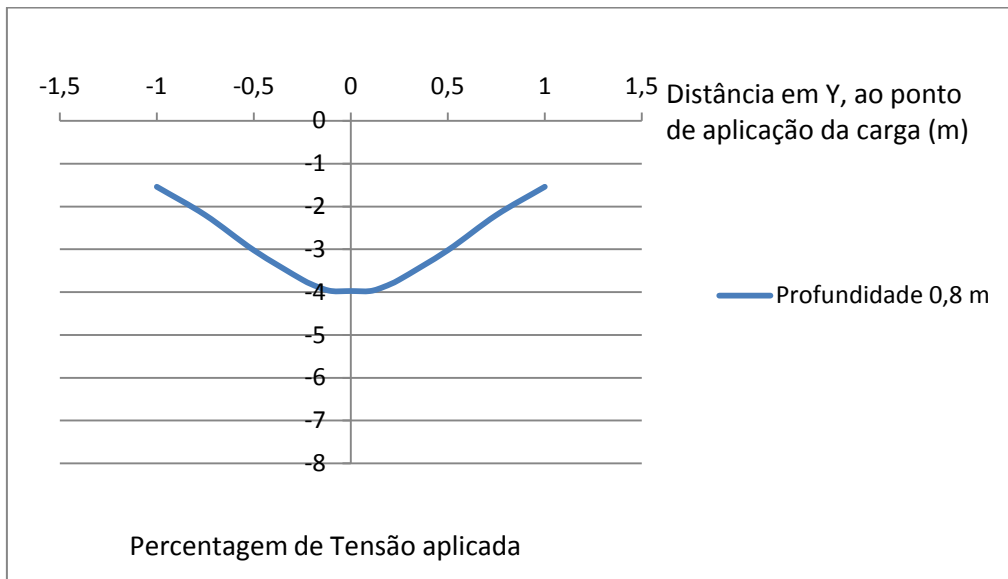
**Figura 6.12 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de base, à profundidade de 0,24 metros, para classe de tráfego T2.**



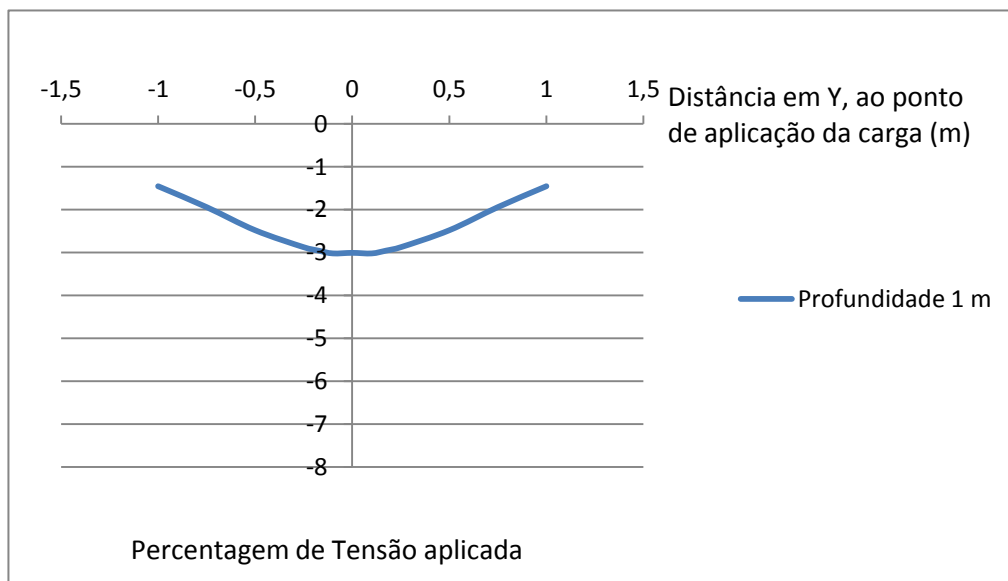
**Figura 6.13 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da camada de sub-base, à profundidade de 0,44 metros, para classe de tráfego T2.**



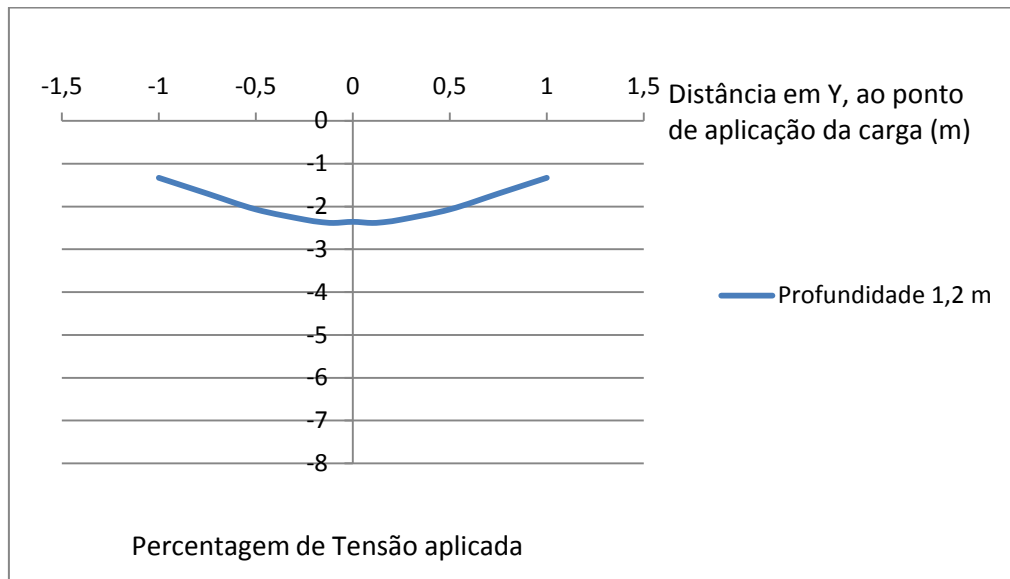
**Figura 6.14 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, no topo da fundação, à profundidade de 0,64 metros, para classe de tráfego T2.**



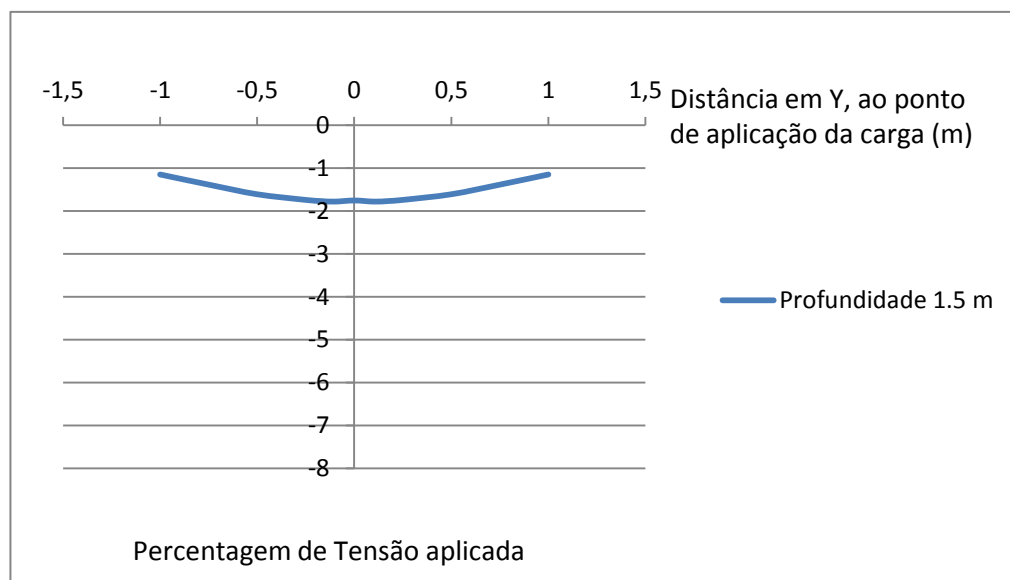
**Figura 6.15 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 0,8 metros, para classe de tráfego T2.**



**Figura 6.16 - Percentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1 metro, para classe de tráfego T2.**



**Figura 6.17 - Porcentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,2 metros, para classe de tráfego T2.**



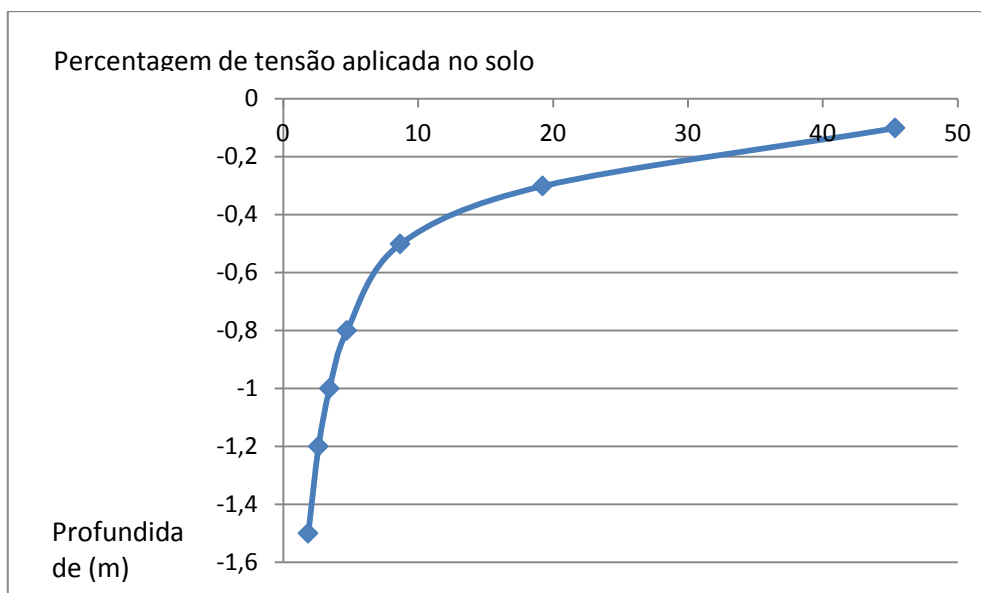
**Figura 6.18 - Porcentagem de tensão presente no solo em relação à aplicada inicialmente, à profundidade de 1,5 metros, para classe de tráfego T2.**

A porcentagem de tensão aplicada apresentada no gráfico, foi obtida através da pressão inicial aplicada, sendo num caso 80 psi (551 kPa) e no outro 110 psi (758 kPa). Dividindo a porcentagem existente em cada um dos pontos analisados, pela inicial e multiplicando por 100 para obter o valor em porcentagem.

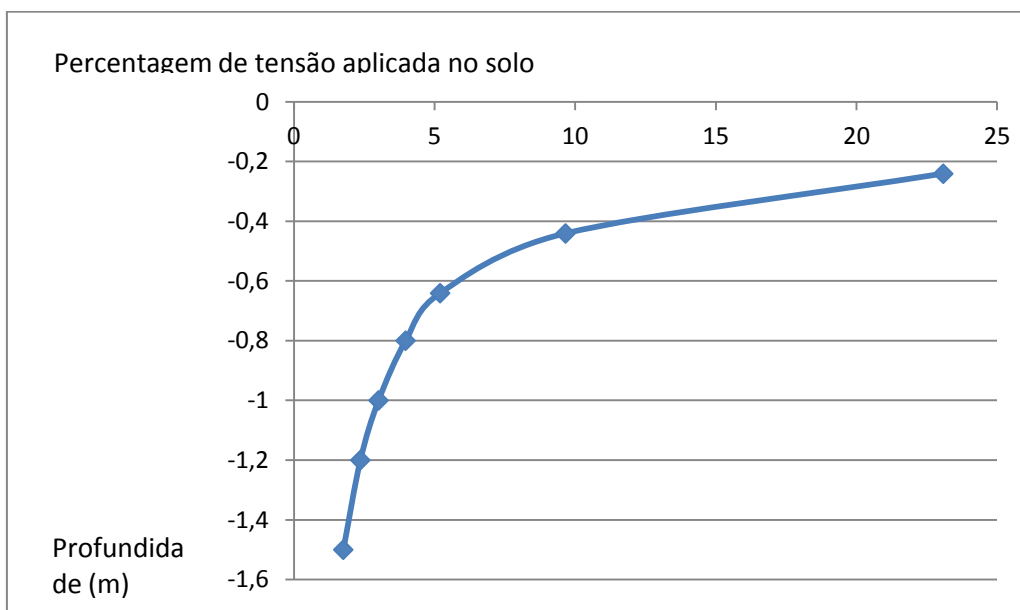
As tensões foram medidas no centro do eixo (0 m), nos dois bordos de cada roda (0,1, 0,25, -0,1 e -0,25 m), no centro da roda (0,175 e -0,175 m), e medidas de 25 em 25 cm até ao afastamento de

1 metro do centro do eixo. Em termos de profundidade foi analisado no topo da camada de base, sub-base, fundação e às profundidades de 0,8 m, 1 m, 1,2 m e 1,5 m.

Através dos gráficos apresentados, é possível observar a diminuição da tensão no solo com a profundidade, tendo a curva de pressão inicial tendência para formar uma recta, significando isto, valores muito baixos de pressão a certa profundidade. Essa profundidade assumida anteriormente como 1 metro. À profundidade de 1 metro, temos pressões inferiores a 4% da pressão aplicada à superfície, podendo considerar-se então não relevante abaixo desta profundidade.



**Figura 6.19 - Variação da porcentagem de pressão no solo com a profundidade, para o 1º caso**



**Figura 6.20 - Variação da porcentagem de pressão no solo com a profundidade, para o 2º caso**

#### 6.3.4. Trechos homogéneos

Um solo é composto por uma quantidade infindável de partículas heterogéneas, logo ao realizarmos um ensaio numa zona, não podemos assumir o seu valor como representativo, sendo fundamental a realização de mais ensaios naquela zona da fundação para averiguar a capacidade resistente daquela zona. Será fundamental estabelecer um valor mínimo para a amostragem de forma a garantir valores o mais próximos possíveis do real.

Assim para definir estes trechos homogéneos será importante definir trechos experimentais, para os quais se realizará os ensaios. Será importante aplicar um impacto de baixo nível de carga em primeiro lugar, para se posicionar a placa de forma eficiente, e posteriormente realizar 3 impactos, sendo o terceiro utilizado para efeitos de cálculo do módulo de deformabilidade.

Para se considerar um trecho homogéneo não poderá haver diferenças de valores de deformações bastante significativas, pelo que não deverá haver um coeficiente de variação (quociente entre o desvio padrão e o valor médio) de deformações superior a 30%.

O deflectómetro de impacto é mais apropriado para definir trechos homogéneos devido a ser um ensaio de realização muito mais rápido. Apesar da utilização em exclusivo do FWD para a definição dos trechos homogéneos, é essencial após a definição destes a realização do ensaio de carga com placa, para definição de uma correlação entre os valores obtidos para os referidos ensaios. Este ensaio de carga com placa deve ser efectuado no ponto considerado representativo do trecho, para os valores obtidos pelo FWD.

Uma forma utilizada para identificar troços homogéneos é a representação gráfica dos pontos, onde se apresenta o valor acumulado das diferenças entre a deflexão em cada local de ensaio e a deflexão média de todo o trecho ensaiado. Os trechos ascendentes representam os comportamentos menos rígidos, situação que é tanto mais acentuada quanto mais elevada for a inclinação da curva. A existência de pontos de inflexão indica a ocorrência de uma transição entre trechos com comportamento homogéneo.

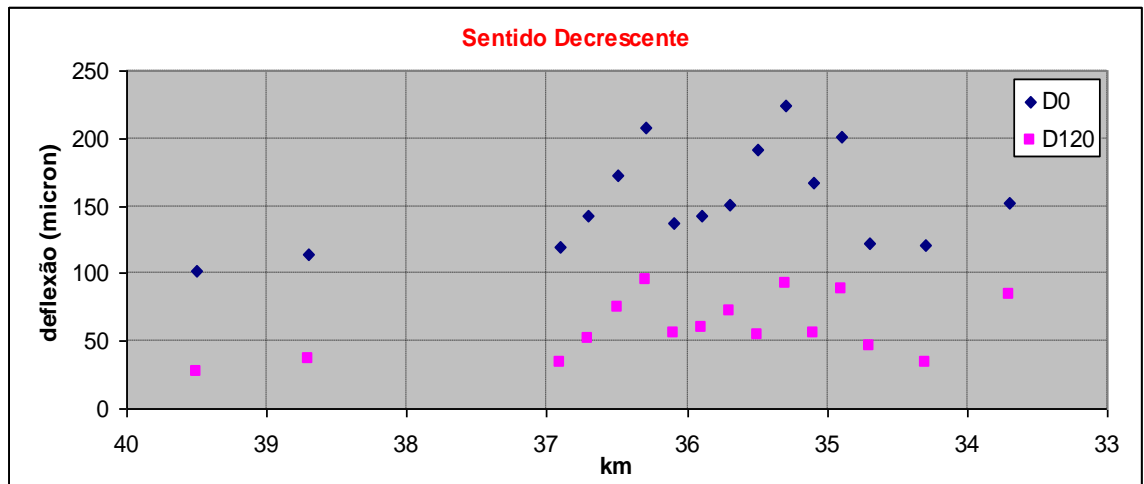


Figura 6.21 - Deflexão no centro da placa e a 120cm do centro da placa, obtido através de FWD

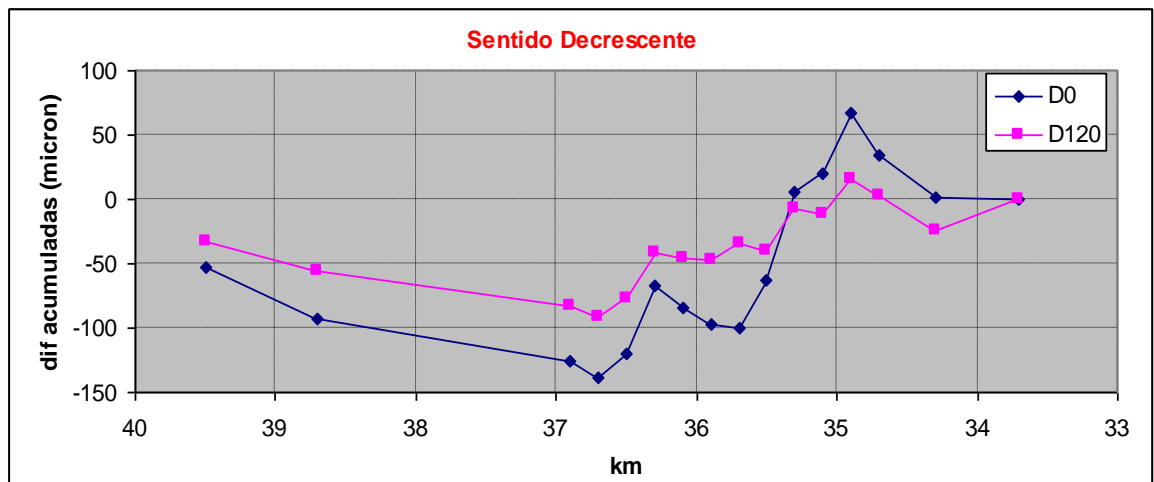


Figura 6.22 - Valor acumulado da diferença entre a deflexão e a deflexão média

Os gráficos anteriores são construídos com base em tabelas, onde se regista para cada zona, a deflexão no centro da placa (D0) e a deflexão à distância de 120 cm do centro da placa (D120), apresentando-se os valores médios obtidos, o desvio padrão e o percentil 85%.

### **6.3.5. Influência da presença de água nos solos da fundação**

Anteriormente foi referido a influência da água no comportamento dos solos. A água é um factor importante, devido à sua influência na compactação, pois é preciso obter um teor em água específico (denominado por teor óptimo), valor que é obtido através do ensaio proctor.

Posteriormente à compactação os teores em água evoluem para valores de equilíbrio que dependem das condições climáticas da região, atingindo o equilíbrio entre a precipitação e a evaporação, que ocorre no local onde estes solos se inserem.

Uma das formas de ter em conta este factor, será realizar os ensaios próximos da altura em que foi feita a compactação, ou seja, quando se encontra perto do teor óptimo de água. Outra forma será a utilização de factores de correcção, de forma a ter em conta a precipitação da região. Assim sugere-se a realização dos ensaios num curto espaço de tempo após a compactação, no máximo 3 dias. Caso tenha ocorrido precipitação, é recomendável esperar 3 dias após a paragem da precipitação para a realização dos ensaios.

### **6.3.6. Tempo de carga**

Um facto muito importante é a duração do carregamento, e nisto o ECP e o FWD diferem significativamente. Pois um carregamento rápido como é o caso do FWD, não permite para o caso de solos saturados, que a água saia do solo. Assim sendo, o valor obtido terá sempre influência da água presente no solo. Um carregamento lento, como é o caso do ECP, permite a saída da água num solo saturado. Embora este carregamento lento possa ter alguns inconvenientes, nomeadamente o efeito fluência devido à carga prolongada.

O carregamento lento tem a vantagem de proporcionar um melhor ajustamento das partículas, pelo que resultará numa melhor compactação. Outro factor a ter em conta será o efeito profundidade, sendo que o facto de obtermos uma deformação do mesmo valor, não significa que ela tenha sido igual. Isto é, a deformação pode surgir por um abatimento dos solos superiores, ou pode surgir por uma deformação dos solos mais uniforme. Esta diferença de deformação pode surgir devido ao tempo de carregamento, embora seja também possível que ela ocorra devido à direcção do carregamento, uma vez que o ECP terá um carregamento vertical, e o FWD embora seja um carregamento vertical mas devido ao tipo de carregamento poderá criar cargas na direcção horizontal, o que poderá influir na forma de deformação do solo.

A passagem de um veículo a uma velocidade de 50 km/h pode ser simulada através de um carregamento com duração de 20 ms, o que corresponde a um carregamento efectuado com o FWD. O ECP tem um carregamento muito mais lento, com uma duração na ordem de 1 minuto, podendo em alguns casos ser superior até cerca de 3 minutos.

### **6.3.7. Sugestões para uma metodologia baseada em ensaios de carga**

Os módulos de deformabilidade quando estabelecidos através de ensaios de carga, são tradicionalmente estabelecidos com o recurso ao ensaio de carga com placa. Devido ao seu baixo rendimento, é importante a utilização do FWD, pois permite detectar com maior facilidade heterogeneidades, pois consegue realizar um número muito superior de ensaios no mesmo tempo. Assim, será importante utilizar o FWD para determinar qual o ponto representativo de cada trecho, para aplicar nesse ponto o ECP. Em ambos os casos não se deve utilizar o valor do primeiro impacto, utilizando-se para o ECP o resultado do segundo impacto ( $Ev_2$ ) e para o FWD o valor do terceiro impacto.

Os resultados obtidos por os dois métodos referidos diferem significativamente, pelo que é importante a aplicação dos dois métodos, para se poder estabelecer para cada tipo de plataforma, uma correlação entre os módulos obtidos pelo ECP e o correspondente ao percentil 85% correspondente aos ensaios com o FWD.

Os dois ensaios diferem na forma de actuação, pelo que não é fácil obter uma correlação exacta entre ambos. Embora seja consensual que o ECP é um ensaio que obtém valores mais conservadores. Hon (2010) citando Forssblad (2000), refere valores 1,4 vezes superior para o FWD em solos de cascalho e grão fino, e valores 2 vezes superiores para solos granulares. Bamrungwong (2009) realizou ensaios com ECP e FWD, recorrendo inclusivamente a dois procedimentos diferentes para o FWD, em solos arenosos, e obteve resultados cerca de 40% superiores para o FWD.

A aplicação destes dois ensaios em simultâneo, para determinação de uma correlação entre ambos para cada tipo de plataforma, permite cobrir uma área mais extensa através da utilização do FWD, obtendo valores semelhantes aos obtidos através do ECP.

Assim será vantajoso aproveitar as vantagens específicas dos dois ensaios:

- Verificar o teor em água do solo, realizando o ensaio num curto espaço de tempo após a compactação.

- Realizar inicialmente ensaios de carga com o FWD permitindo avaliar a área para a qual se pretende classificar a plataforma.

- Definir trechos homogêneos utilizando o método do valor acumulado das diferenças, apresentando na figura 6.26. Após estabelecer um local representativo, realizar o ensaio de carga com placa e estabelecer uma correlação entre os resultados obtidos pelos dois ensaios.

- Através da reflexão feita sugere-se a utilização sugere-se a utilização da placa de 762 mm, para o ensaio de carga com placa, e a utilização da placa de 450 mm no FWD.

-Sugere-se a utilização do valor obtido através do ensaio de carga com placa.

## **7. Considerações finais e desenvolvimentos futuros**

### **7.1. Considerações finais**

O principal aspecto conclusivo desta dissertação é o facto de haver espaço para melhorar a forma de classificação de plataformas, nomeadamente o dimensionamento de plataformas, quer no método actual utilizado em Portugal, através de tabelas, ou numa classificação baseada em ensaios de carga realizados no decorrer da obra.

O método de classificação de plataformas mais tradicional, baseado em tabelas, está limitado às soluções apresentadas para formação de plataformas. Para o caso de plataformas em materiais tratados, o manual está limitado apenas a dois tipos de solos tratados e além destes, a poucas soluções. Esta metodologia não prevê um controlo da eficácia dos materiais aplicados, através de ensaios de carga como a metodologia espanhola refere, ou a preocupação em garantir certas condições em fase de obra para a circulação de veículos pesados, como é o caso da metodologia francesa.

A metodologia portuguesa não faz referência à utilização de ensaios de carga, algo que já é abordado nas outras metodologias estudadas, espanhola e francesa. Estes ensaios são importantes para se ter um melhor conhecimento do terreno e para o controle de execução da fundação.

Constatou-se que há vários factores que influenciam os resultados obtidos nos ensaios de carga, como o diâmetro da placa, a carga aplicada, o tempo de carga ou o teor de água presente no solo, e devem ser incorporados na metodologia de classificação de plataformas baseada naquele tipo de ensaios.

### **7.2. Recomendações futuras**

Para além do interesse em acompanhar os trabalhos que venham a decorrer para revisão das metodologias utilizadas na classificação de plataformas, será de todo o interesse dar continuidade ao presente trabalho, para tal se apresentam as seguintes sugestões:

- 1) Fazer uma análise específica para solos tratados e solos melhorados com ligantes hidráulicos, analisar o efeito da ligação na interface entre o material melhorado e a PSA. Estabelecimento de classes de tratamento de solo com base no módulo de deformabilidade e na resistência. Analisar a influência do diâmetro da placa a utilizar, nos resultados obtidos para o caso dos solos tratados.

- 2) Analisar o efeito do tempo de carga na deformação dos solos, realizando ensaios para avaliar a relação entre o tempo de carga e fenômenos de deformação diferida no tempo. Poderão ser incluídos ensaios laboratoriais e ensaios de carga com ECP e FWD.
  
- 3) Utilizar os dados existentes de comportamento de pavimentos em serviço e relacioná-los com as plataformas. Deverão ser consideradas as características das plataformas utilizadas com as degradações que ocorrem nessas estradas, como é o caso de rodeiras e fendilhamento.

## 8. Bibliografia

**AASHTO**, T 222-81, *Standard method of test for nonrepetitive static plate load test of soils and flexible pavement components for use in evaluation and design of airport and highway pavements*, American Association of State and Highway Transportation Officials, 2004.

**Abram, I.; Rocha, A.**, *Manual prático de terraplenagem*, 1ª ed., Salvador, Brasil, 2000.

**ASTM**, D 4694-96, *Standard test method for deflections with a falling-weight-type impulse load device*, American Society for Testing and Materials, 2003.

**Bamrungwong, C.**, *Development of a falling weight deflectometer (FWD) for evaluating the pavement conditions*, Asian Transportation Research Society, 2009.

**Burmister**, *The theory of stresses and displacements layered systems and applications to design of airport runways*, Proceedings, Highway Research Board, 1943.

**Castelo Branco, F.V.M.**, *Estudo da influência de uma contaminação no comportamento mecânico de um agregado calcário de granulometria extensa*, Dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia civil na área da mecânica dos solos, Universidade de Coimbra, 1996.

**CEPSA**, *Manual de pavimentação*, Barcelona, 2006.

**CPR**, <http://www.cpreengenharia.com.br/equipamentos.php>, 07-06-2011, 19:00

**Das, B. M.; Yen; S.C.; Dass, R.N.**, *Brazilian tensile strength test of lightly cemented sand*, Technical note, Canadian Geotechnical Journal, 32, 1995.

**Godinho, N.**, *Determinação do comportamento hidro-mecânico das margas tratadas com cal*, Dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia civil, Instituto Superior Técnico, 2007.

**Hon, P.**, *Evaluation of correlation between falling weight deflectometer and static plate load test for unbound granular material*, Dissertação para obtenção do grau de mestre, Universidade Técnica de Lund, Lund, 2010.

**JAE**, *Manual de concepção de pavimentos para a rede rodoviária nacional*, Lisboa, 1995.

**Lelis, T. A.**, *Influência da energia de compactação nas relações entre o módulo resiliente, CBR e resistência à compressão não confinada de solos da zona da mata norte de Minas*

*Gerais*, Dissertação para obtenção do grau de mestre, Universidade Federal de Viçosa, Brasil, 2004.

**LNEC**, E 198- *Determinação de CBR (Índice Californiano)*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1967.

**Medina, J.**, *Mecânica dos pavimentos*, Universidade Federal Rio de Janeiro, Brasil, 1997.

**Mira Fernandes, E.**, *Garantia da qualidade em obras de terraplenagem*”, Dissertação grau de mestre em mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, 1997.

**Ministerio do Fomento**, *Secciones de firme*, Norma 6.1 IC, 2006.

**Nazzal, M.**, *Field evaluation of in-situ test technology for  $Q_c/Q_a$  during construction of pavement layers and embankments*, Dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia civil, Universidade de Birzeit, EUA, 2003.

**Neves, J.; Gomes Correia, A.**, *Consideração da não-linearidade do comportamento dos solos na modelação numérica de pavimentos rodoviários*, Congresso Nacional Geotecnia, Lisboa, 2006.

**Neves, J.**, *Problemas construção e manutenção de infra-estruturas de transportes*, Instituto Superior Técnico, 2005.

**Pereira, D.**, *Estudo do comportamento de pavimentos de concreto simples em condições de aderência entre placa de concreto e base cimentada ou asfáltica*, Dissertação para obtenção do grau de doutor, Universidade de São Paulo, 2003.

**Pestana, R.**, *Contribuição para o estudo do comportamento mecânico de resíduos de construção e demolição aplicados em estradas de baixo tráfego*, Dissertação para obtenção do grau de mestre, IST, 2008.

**Powell, W.D., et al**, *The structural design of bituminous roads*, TRRL Report LR 1132, 1984.

**Quaresma, L.**, *Características mecânicas de camadas de pavimentos rodoviários e aeroportuários constituídas por materiais granulares*, Dissertação para obtenção do grau de mestre em mecânica de solos, Universidade Nova de Lisboa, 1985.

**Rocamix**, [http://www.rocamix.com/portugal/pruebas\\_cbr.php](http://www.rocamix.com/portugal/pruebas_cbr.php), 07-09-2011, 16:00.

**Rodrigues, D.**, *Jet Gouting – Controlo de qualidade em terrenos do miocénio de Lisboa*, Dissertação para obtenção do grau de mestre, Uiversidade Nova de Lisboa, 2009.

**Rossignolo, J. A. e Fabrício, M. M.**, *Tecnologia das construções II* – Universidade de São Paulo, 2009.

**SCETAUROUTE**, *Manuel de conception des chaussées d'autoroutes*, France, 1994.

**SCETAUROUTE**, *Manuel de conception des plates-formes autoroutières*, France, 1998.

**SETRA**, *Réalisation des remblais et des couches de forme*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1992.

**TRL**, *Road note 31 Overseas*; London, 1993.

**Villar, L.F.S.; et al**, *VI Simpósio brasileiro de solos não saturados*, Salvador-Bahia, Brasil, 2007.

**Vu , Manah-Quynh**, *Möglichkeiten zur bewertung des zustandes von straßenbauten (Bau und Rekonstruktion) unter einbeziehung seismischer messungen*, Dissertação para obtenção do grau de mestre, Universidade Weimar, Bauhaus, 2005.