



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO : 456

DATA : 18/02/2013

A P P U N T I

STUDENTE : Verrone

MATERIA : Costruzione di Strade, Ferrovie e Aeroporti

Prof. Santagata_Baglieri

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

Appunti di Costruzioni di strade, ferrovie e aeroporti

A. A. 2012/2013

CDSFA #2

Nozioni generali

Note introduttive, norme tecniche di Capitolato, sistema e controllo di qualità

La costruzione di una strada, come quella di ogni opera, è suddivisa in più fasi.

- **Verifica della fattibilità**
 - **Studio di prefattibilità;**
 - **Studio di fattibilità**, intesa in termini tecnici e di sostenibilità economica e ambientale.
- **Progettazione**
 - **Preliminare**, in cui viene definito il tracciato (rettilinei e curve), che viene vincolato al territorio per definire il piano particellare di esproprio;
 - **Definitiva**, che consente di appaltare le opere, definite nei dettagli progettuali;
 - **Esecutiva**, completa di tutti gli elaborati tecnici di dettaglio esecutivo che rendono l'opera cantierabile.

La normativa stabilisce le caratteristiche da seguire in ogni livello di progettazione.

- **Costruzione**
 - **Affidamento;**
 - **Esecuzione;**
 - **Misura e contabilità.**
- **Collaudo finale**

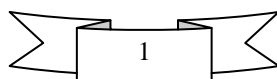
L'elaborato principale del progetto esecutivo è il **Capitolato Speciale d'Appalto (CSA)**, che viene redatto dal progettista e che lega il progetto alla sua esecuzione. Esso è completo di tutte le norme tecniche per l'esecuzione dell'opera, e include i criteri per la contabilizzazione e il controllo.

Il CSA è un documento contrattuale che vincola il committente e l'impresa appaltatrice, ed è generalmente suddiviso in 4 parti.

- 1) Descrizione dei lavori e aspetti contrattuali (corrispettivo economico e modalità);
- 2) Norme tecniche di esecuzione (NTE);
- 3) Norme di misurazione (per contabilizzare i lavori e saldare gli stati di avanzamento lavori o SAL)
- 4) Elenco prezzi.

Le **norme tecniche di esecuzione** riguardano la caratterizzazione, costruzione e messa in opera dei materiali, più i controlli in corso d'opera e finali per assicurarsi che i lavori vengano eseguiti a regola d'arte.

Possiamo distinguere tra NTE:



I primi due termini si distinguono dal terzo in quanto possono essere eliminati se la QA è eseguita correttamente. La variabilità di materiali e costruzioni non può essere invece eliminata, in quanto le caratteristiche dei materiali variano naturalmente, come le modalità di messa in opera. In compenso, può essere controllata.

Affinché un campionamento sia statisticamente valido deve essere **casuale** affinché i campioni che vengono estratti siano rappresentativi dell'intera popolazione.

Si dice **precisione** la variabilità di una misura in condizioni controllate. Se da una serie di misure scaturiscono dei valori tutti molto vicini, allora lo strumento è preciso, anche se questi valori fossero totalmente errati a causa di una taratura scorretta.

Si dice **accuratezza** la conformità del risultato delle misure con il valore effettivo.

Le grandezze statistiche cui si fa riferimento sono:

- **Media**, somma di tutti i valori diviso il loro numero;

$$M_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

- **Mediana**, valore centrale della popolazione di dati, sicché il 50% della popolazione avrà un valore minore della mediana, e l'altro 50% valore maggiore;
- **Range**, differenza tra valore minimo e massimo della popolazione;

$$R = x_{\max} - x_{\min}$$

- **Varianza e deviazione standard**, forniscono una misura della dispersione dei dati;

$$S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2$$

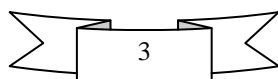
$$\sigma = \sqrt{S^2}$$

- **Coefficiente di variazione**, definisce il grado di variabilità delle misure. La variabilità è molto bassa se $CV < 2\%$, molto alta se $CV > 20\%$.

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{x}} \cdot 100$$

Nel QC occorre prevedere un **piano di campionamento**, stabilendo la frequenza delle prove, l'ubicazione dei campioni e la loro dimensione. La caratteristica fondamentale è la casualità, che può essere **pura** quando ogni parte del lotto ha la stessa probabilità di essere campionato, oppure **stratificata** se il lotto viene diviso in parti omogenee in seguito sottoposte a campionamento puramente casuale. Quest'ultima ha il vantaggio di poter fornire campioni rappresentativi dell'intero lotto, al contrario della prima che potrebbe invece concentrarsi solo in una zona.

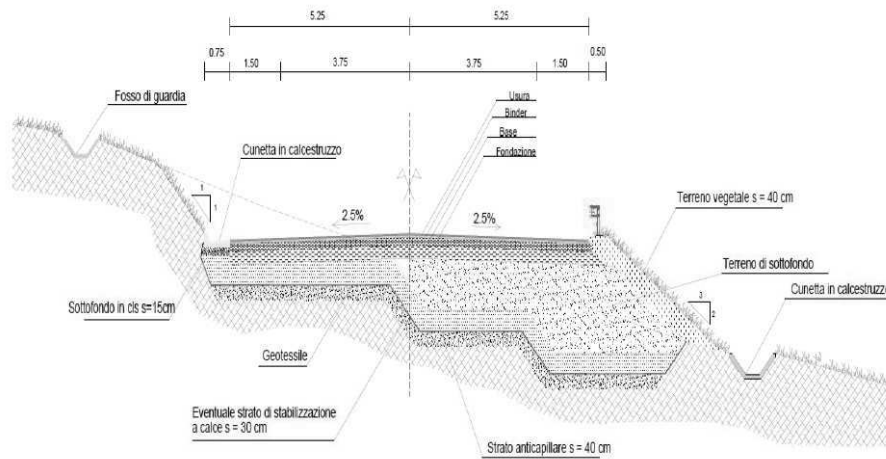
Le **carte di controllo** sono strumenti operativi per la verifica che un dato processo avvenga correttamente. Non controllano il processo, ma che la produzione sia in qualità. Esse mirano a



$$Q(U) = \frac{USL - \bar{X}}{\sigma}$$

$$Q(L) = \frac{\bar{X} - LSL}{\sigma}$$

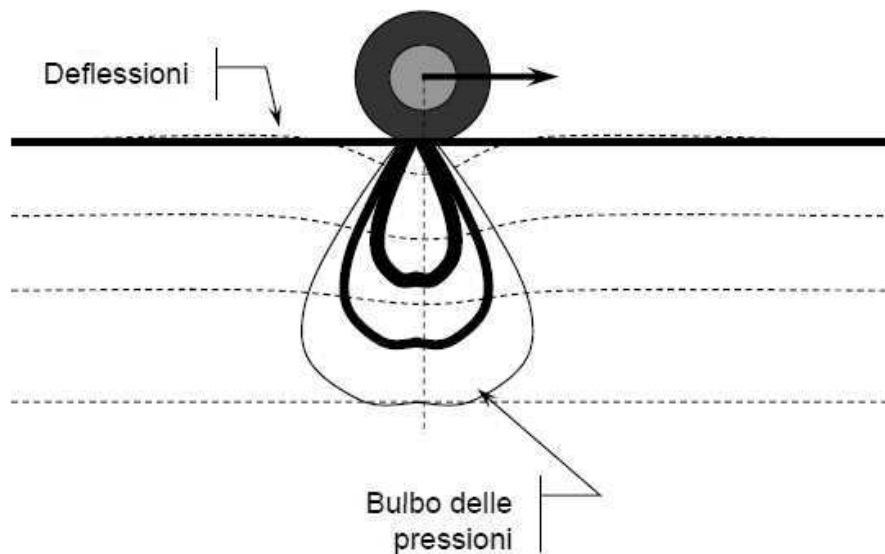
Da tali valori si ricava quindi PWL, e si agisce come stabilisce il Capitolato.



Sezione a mezza costa

La forma delle **scarpate** dipende dalle caratteristiche geotecniche dei terreni scavati. In genere in trincea la pendenza è di 1:1, in rilevato 3:2. Ciò che conta è garantire la stabilità del corpo stradale nei riguardi delle acque meteoriche, e questo viene fatto con apposite **opere idrauliche** come i **fossi di guardia** e le **cunette**.

I terreni posti al di sotto del corpo stradale saranno comunque sottoposti a delle **sollecitazioni** complesse. Esse sono in parte di natura **geostatica**, ossia dipendono dal peso proprio del terreno (crescono con la profondità), e in parte dipendono dai **carichi veicolari** (decregono con la profondità). Gli effetti dei carichi si possono vedere col **bulbo delle pressioni**.



Il bulbo rappresenta l'area all'interno della quale le sollecitazioni sono ancora significative. Rappresentandolo possiamo scoprire quale parte dell'opera risente effettivamente dei carichi. Gli effetti tendono ad attenuarsi scendendo in profondità, quindi il comportamento a lungo termine di un rilevato, a grandi profondità, dipende solo dalle caratteristiche del terreno, e non dai veicoli. Se un rilevato poggia su un terreno con caratteristiche di compressibilità a lungo termine non trascurabili, allora si avranno dei cedimenti nel tempo dipendenti dal peso del rilevato stesso.

- **Peso specifico apparente:**

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_w + W_g}{V_v + V_w + V_g}$$

- **Densità del secco.** Molto importante perché da un'idea di quanto lo stato di addensamento del terreno sia elevato:

$$\gamma_s = \frac{W_g}{V} = \frac{W_g}{V_v + V_w + V_g}$$

- **Indice dei vuoti:**

$$e = \frac{V_v + V_w}{V_g}$$

- **Porosità:**

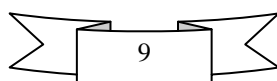
$$n = \frac{V_v + V_w}{V}$$

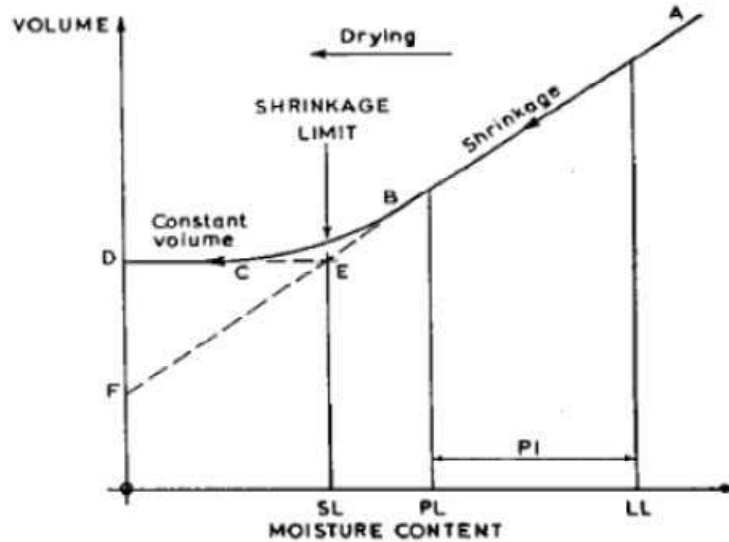
Entrando nel merito delle caratteristiche delle particelle, un'informazione che ci interessa è la **distribuzione granulometrica** del terreno. Per scoprirla si suddividono gli elementi in **classi dimensionali** a seconda del diametro medio delle particelle. Più questa dimensione diminuisce, e più aumenta la **superficie specifica** delle particelle, ossia il rapporto tra la superficie delle particelle e il peso. Con una superficie specifica grande, c'è molto più contatto tra le particelle, e si generano moltissime **forze di superficie**, che diventano molto significative. Questo avviene per le argille, che hanno particelle molto piccole, mentre per sabbie e ghiaie, che hanno particelle molto più grandi, conta molto di più l'**interazione meccanica**, ossia la presenza di sollecitazioni dovuta alle masse (**forze di massa**) e non a forze di natura chimica.

Il ruolo dell'acqua è fondamentale, perché anch'essa interagisce con il terreno. Possiamo distinguere tre diversi tipi di acqua nel terreno.

- 1) **Acqua gravitazionale.** Si trova nei pori del terreno, ed è libera di muoversi. Può entrare (infiltrazione) o uscire (drenaggio), e l'unica cosa che la muove è la gravità;
- 2) **Acqua adsorbita.** Si lega fortemente al terreno attraverso forze di natura elettrochimica, e quindi non è libera di muoversi. Questo fenomeno condiziona il comportamento meccanico del terreno;
- 3) **Acqua di capillarità.** Quando i pori del terreno sono di piccole dimensioni, ma non troppo, l'acqua può "arrampicarsi" in essi a partire dal livello di falda, raggiungendo anche altezze di alcuni metri dopo un certo tempo.

Il fenomeno dell'acqua adsorbita riveste importanza nelle terre limo-argillose, ad alta superficie specifica, mentre è trascurabile nelle terre granulari. Un altro fenomeno da notare è quello della presenza dei **menischi d'acqua**, che si generano da pellicole d'acqua presenti nei pori, e che favoriscono le interazioni tra le particelle creando una coesione apparente che deriva dalle **tensioni superficiali**.





L'indice di plasticità **IP** è dato dalla differenza del limite liquido e del limite plastico.

$$IP = LL - LP$$

Un elevato valore di IP è indice di un'elevata sensibilità alla variazione del contenuto d'acqua, e ciò si riscontra nei terreni a grana fine. Tuttavia, anche nei terreni a grana grossa potrebbe esserci una significativa frazione fine, che potrebbe incidere sul comportamento del terreno.

Il limite liquido veniva misurato con la prova del **cucchiaino di Casagrande**. Questo grosso cucchiaino viene riempito con il terreno, in cui viene praticato un solco con un attrezzo standardizzato, dopodiché viene sollevato tramite un perno e fatto cadere su una base facente parte dell'attrezzatura. Ciò viene ripetuto un certo numero di volte, finché il solco non si chiude. La prova viene ripetuta variando il contenuto d'acqua del terreno, e si diagrammano il numero di colpi e il contenuto d'acqua. I dati vengono interpolati, e in corrispondenza di un numero di colpi pari a 25 si va a leggere il relativo contenuto d'acqua, che sarà assunto pari al limite liquido.

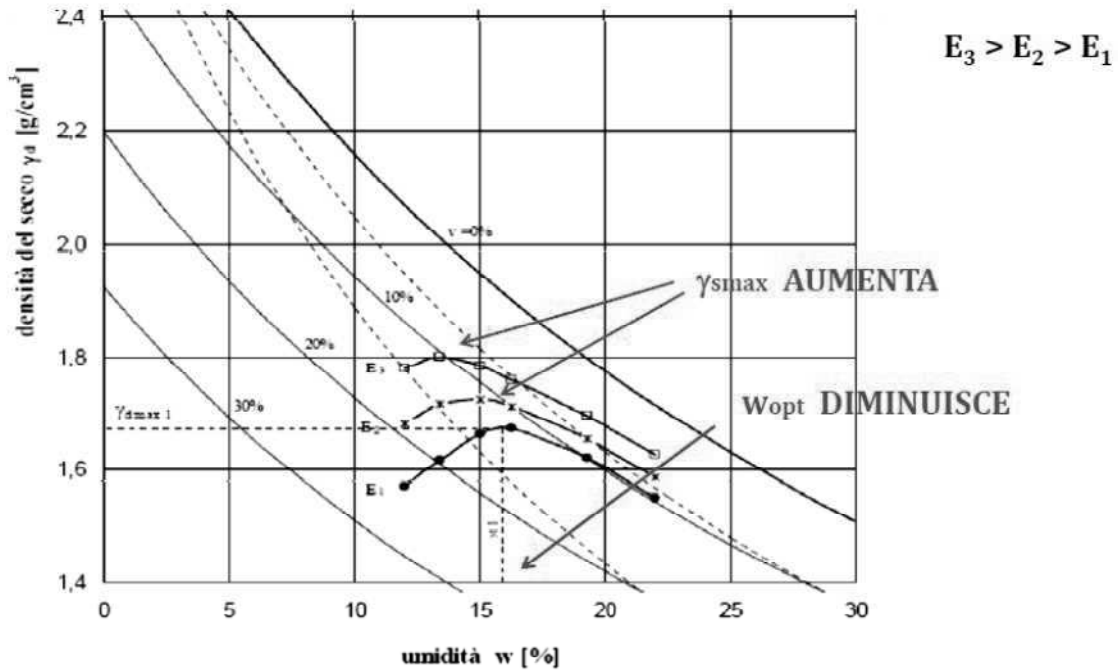
Attualmente esistono metodi più innovativi, come quello del **penetrometro a cono**. Questo cono, di dimensione e peso standard (60 g e apertura di 60° oppure 80 g e apertura di 30°), viene fatto cadere all'interno di una ciotola contenente il terreno, dal contenuto d'acqua noto, e se ne misura l'affondamento. L'operazione viene ripetuta più volte, e si procede a interpolare i dati come nella prova del cucchiaino di Casagrande. Il limite liquido sarà il contenuto d'acqua corrispondente a un affondamento di 10 mm nel caso di prova con cono da 60 g, oppure 20 mm nel caso di prova con cono da 80 g.

Per determinare il limite plastico si usano metodologie differenti. Si preparano dei cilindretti di terreno del diametro di circa 3 mm, che vengono fatti rotolare su una carta assorbente, essiccandoli progressivamente. A un certo punto i cilindretti si sbriciolano perché la loro coesione (apparente) non è più tale da sopportare l'azione, e in quel momento occorrerà misurarne il contenuto d'acqua, che sarà proprio il limite plastico.

Con la nuova normativa la prova viene fatta ricavando due palline da 20 g di materiale umido, che subiscono un trattamento analogo ai cilindretti.

Va notato che i terreni migliori sono quelli nella parte sinistra della tabella, man mano che ci si sposta verso destra le caratteristiche peggiorano.

Dal Capitolato CIRS si possono leggere delle descrizioni dettagliate delle terre appartenenti ai vari gruppi, in modo tale da poterne valutare l' idoneità.



La **curva limite dell'energia** può essere descritta a partire dall'inverso della densità del secco:

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{V_g + V_w + V_v}{m_g}$$

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w} + \frac{V_v}{V \cdot \gamma_s}$$

$$\frac{1}{\gamma_s} \left(1 - \frac{V_v}{V}\right) = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w}$$

$$\frac{1}{\gamma_s} \left(1 - \frac{v}{100}\right) = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w}$$

$$\frac{1}{\gamma_s} - \frac{v}{100 \cdot \gamma_s} = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w}$$

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w} + \frac{v}{100 \cdot \gamma_s}$$

Ponendo $v = 0$ si ha l'equazione della curva limite dell'energia:

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100 \cdot \gamma_w}$$

Vediamo ora come influisce la natura del terreno, esaminando 4 diverse curve corrispondenti a delle prove Proctor svolte su altrettanti terreni.

Si può quindi concludere che una curva a campana piatta è meglio di una appuntita perché si presta meglio all'addensamento con contenuti d'acqua diversi.

Va notato che è molto più comodo quando in sito si ha un'umidità minore di quella ottimale piuttosto che quando se ne ha una maggiore. Infatti è molto più semplice aggiungere acqua piuttosto che toglierla.

Lo studio Proctor si fa con l'omonima prova di laboratorio, che però non riproduce in scala ciò che avviene in cantiere.

La prova prevede l'utilizzo di fustelle metalliche dotate di un corpo di base e di un collare, di varie dimensioni. Il materiale viene introdotto nelle fustelle con un contenuto d'acqua noto, e si procede al costipamento per strati. La procedura prevede che ciò avvenga applicando una determinata energia di compattazione tramite un maglio di massa nota, che viene fatto cadere da un'altezza fissa per un certo numero di volte. Ciò va fatto andando a colpire progressivamente tutta la superficie dello strato, girando intorno al bordo.

L'energia di compattazione, noti il numero di strati, il numero di colpi per strato, la massa del maglio, l'altezza di caduta e il volume della fustella, si calcola come:

$$E = \frac{P_{\text{maglio}} \cdot h \cdot n_{c/s} \cdot n_s}{V_{\text{fustella}}}$$

La prova può essere **AASHTO standard** o **AASHTO modificata**, cambiano il numero di strati, la massa del maglio e l'altezza di caduta.

La prova modificata è stata introdotta perché la procedura standard simulava ciò che si otteneva con i mezzi costipanti che si usavano negli Anni '50 e '60, mentre con le nuove tecnologie i risultati che si otterrebbero non sarebbero rappresentativi di ciò che avviene in sito.

La procedura di prova vera e propria si svolge su 5 campioni di terreno preparati con diversi contenuti d'acqua. Questi provini vanno però epurati dal materiale di dimensioni superiori a 25 mm, e vanno lasciati maturare per 12 ore affinché l'acqua in essi contenuta si distribuisca bene. Dopodiché si esegue la compattazione dei campioni, se ne misura il volume e si pesano. Noti questi dati, si può calcolare la densità del secco, che accoppiata al contenuto d'acqua corrispondente fornisce il primo punto della curva a campana. Si ripete la procedura per tutti i campioni e si ottiene la curva per interpolazione, o semplicemente congiungendo i punti con dei segmenti.

Detto ciò, come si fa a **caratterizzare il terreno**? Si possono usare **metodi razionali** che valutano **grandezze fondamentali**, oppure **metodi empirici** che valutano **parametri convenzionali**.

Il primo approccio di tipo empirico che vedremo è quello per la determinazione dell'**indice CBR (California Bearing Ratio)** del terreno.

Si preparano i campioni di terreno in delle fustelle di dimensioni note, eseguendo alcune operazioni preliminari analoghe a quelle della prova Proctor. Tali provini vengono sottoposti all'azione di una pressa meccanica, tramite l'avanzamento a una fissata velocità di un piatto su cui vengono appoggiati, e si misura la forza che serve per imporre determinati cedimenti. Si potrà così diagrammare il carico con il cedimento, e in particolare ci interessano i valori di carico che corrispondono a dei cedimenti di 2,5 mm e 5 mm. Tali carichi verranno confrontati con quelli di riferimento che si sono registrati molto tempo fa su di un terreno californiano di ottime caratteristiche, che valgono 70 kg/cm^2 per 2,5 mm e 105 kg/cm^2 per 5 mm. L'indice CBR sarà dato da:

$$\text{CBR} = \max\left(100 \cdot \frac{P_{2,5 \text{ mm}}}{70}; 100 \cdot \frac{P_{5 \text{ mm}}}{105}\right)$$

In realtà, quando si costruisce il diagramma, occorre rimuovere una parte iniziale della curva in cui si ha una fase di assestamento che non è significativa. L'origine degli assi verrà traslata, e si leggeranno dei valori di pressione diversi. Usando tali valori si calcolerà l'**indice CBR corretto**.

L'indice CBR può essere anche misurato **a saturazione**, e ciò si fa eseguendo la prova su dei provini che sono stati immersi in acqua per 4 giorni.

Se si eseguono più prove CBR su uno stesso terreno, ma con contenuti d'acqua differenti, si otterranno degli andamenti a campana simili a quelli della prova Proctor. Se confrontiamo i risultati delle due prove verrà fuori che il massimo valore dell'indice CBR non si ha in corrispondenza del contenuto d'acqua che dà la massima densità, ma per un contenuto leggermente inferiore.

La prova è una prova di rigidità e resistenza, ma indirettamente fornisce comunque informazioni sulla portanza.

Se si carica e scarica un terreno, come già detto, una parte della deformazione sarà permanente, mentre l'altra sarà restituita. Questa è detta **deformazione resiliente**. Quando viene applicata una sollecitazione ripetuta sul terreno, per esempio quando passano tanti veicoli uno dopo l'altro, succede che gradualmente la componente reversibile della deformazione tende a prevalere su quella irreversibile, finché il materiale non assume un comportamento pressoché elastico.

La prova più diffusa per esaminare questo comportamento del terreno è la **prova triassiale a carico ripetuto** per la determinazione del **modulo resiliente**. Tale modulo si misura quando il terreno ha esaurito le deformazioni permanenti, quindi si va a misurare il modulo elastico tramite la risposta a regime.

La prova si esegue nella **cella triassiale**, un contenitore in cui viene inserito il provino, circondato da acqua in pressione, ma protetto da una membrana impermeabile. Questo poggia su una piastra che può essere porosa o meno, e viene sollecitato da un pistone in maniera ciclica. I

- 1) Densità del secco;
- 2) Contenuto d'acqua;
- 3) Granulometria;
- 4) Forma delle particelle (angolarità);
- 5) Contenuto di materiale fine;
- 6) Tensione applicata;
- 7) Modalità di compattazione.

In particolare, a parità di tutti i fattori, si potrà arrivare allo stesso livello di compattazione in modi diversi, ma la struttura interna del terreno cambierà comunque. È molto importante riprodurre in laboratorio le condizioni reali, infatti i **provini ricostituiti** si comporteranno in maniera diversa dai **campioni indisturbati**, perché per quanto si possa cercare di riprodurre le stesse caratteristiche ci sarà sempre il problema della struttura interna che varia. Di solito le misure del modulo resiliente si fanno su provini ricostituiti.

Esistono dei modelli che rappresentano la dipendenza della resilienza dallo stato di sollecitazione, che sono non lineari.

Se considero un **terreno granulare**, cioè con poco materiale fino, le particelle grosse interagiranno principalmente tramite forze di massa. Un buon descrittore del livello di sollecitazione è il **primo invariante delle tensioni**, somma delle tre tensioni principali.

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

Si è rilevato che il modulo resiliente può essere espresso in funzione del primo invariante con la relazione del **modello di Hicks-Monismith**:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2}$$

Dove k_1 e k_2 sono delle costanti di regressione che derivano dal fitting dei dati sperimentali. Questa funzione è rappresentata da una retta su un diagramma in scala logaritmica, e fornisce valori di M_r crescenti con θ . Questo comportamento si verifica perché aumentano tutti gli sforzi, ed è detto **stress-stiffening**.

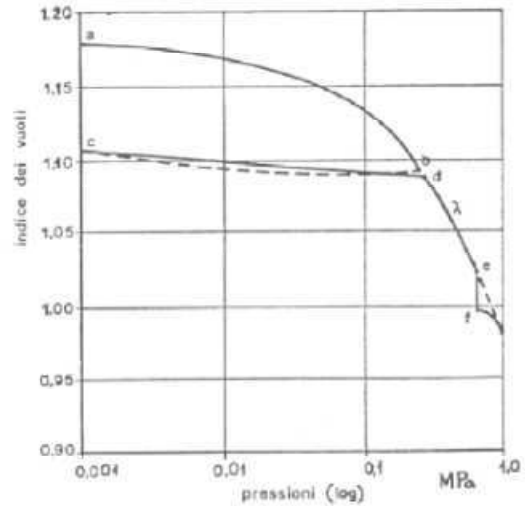
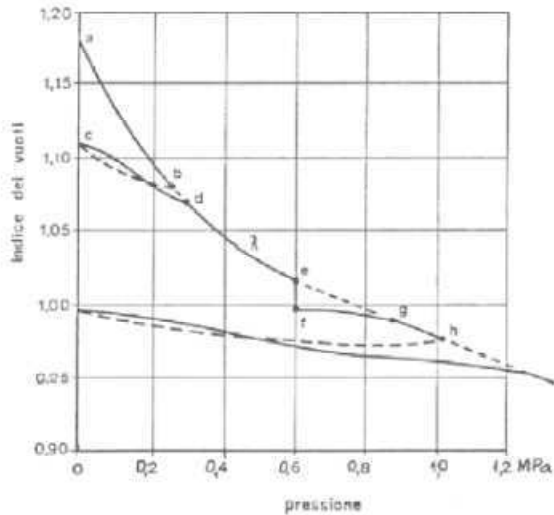
Un modello più complesso che descrive questo tipo di comportamento è quello di **Uzan**, che si avvale anche della tensione deviatorica. Questo modello tiene implicitamente conto del fatto che il comportamento non lineare dipende anche dalle forze di superficie. L'espressione è:

$$M_r = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$$

Visto che la tensione deviatorica ha un effetto tendenzialmente opposto a quello del primo invariante, k_2 e k_3 avranno sempre segno opposto. In questo modello, oltre all'azione di irrigidimento del terreno al crescere della tensione, si ha anche una componente di azione opposta, detta di **stress-softening**.

$$a_v = \frac{e_0 - e}{\Delta p}$$

Le **curve caratteristiche di compressibilità** rappresentano proprio l'andamento delle pressioni con l'indice dei vuoti. Sappiamo bene che se scarichiamo il terreno si avranno dei rami di sovraconsolidazione e di ricomprensione.



Vediamo ora le **prove in sito**, dove non si possono misurare tensioni e deformazioni come in laboratorio. In tal caso si parla di **portanza**, cioè il carico specifico che in determinate condizioni mi da un certo cedimento. Anche qui si distinguono metodi empirici e razionali.

La principale prova empirica è la **prova di carico su piastra**. Si esegue ponendo una piastra metallica circolare sul terreno, e su di essa viene applicata una pressione, che provocherà un cedimento del terreno. Il carico è noto perché viene applicato con un martinetto, uno strumento che permette di applicare carichi controllati. Per quanto riguarda il cedimento si legge su tre comparatori centesimali, posti a una certa distanza dalla piastra per evitare che scendano con essa, disposti con un angolo di 120°. Si fa poi la media dei tre valori. Il carico viene applicato per step dipendenti dai carichi che ci saranno in fase di esercizio, e prima di leggere il cedimento si attende che si stabilizzi, perché si vuole che sia indipendente dal tempo. Tutti i valori trovati vengono quindi diagrammati. Si possono eseguire più cicli di carico per vedere come variano i cedimenti, ma di solito si considera il primo.

Dalla prova si possono ricavare delle grandezze sintetiche diverse a seconda del modello di interpretazione utilizzato.

La prima strada è quella del **modello di Boussinesq**. Egli studiò il comportamento sotto un carico puntuale verticale di un semispazio indefinito, elastico, lineare, omogeneo e isotropo, e ricavò una soluzione in forma chiusa del problema. Lo studio è stato poi esteso a casi più realistici, come quello del carico distribuito, e si sono trovate altre soluzioni. Ce n'è una applicabile alle prove di carico su piastra, così si possono mettere in relazione carico e cedimento.

$$p = \frac{E}{1 - \nu} \cdot \frac{2\delta}{\pi r}$$

$$M_d = \frac{\Delta p}{\Delta \delta} \cdot D$$

Per una pavimentazione rigida, invece, costituita da una grande piastra in calcestruzzo, il comportamento è più simile a quello alla Winkler, per cui si usano piastre più grandi, di 76 cm di diametro. Da una prova così fatta si ricava la **costante di reazione** del terreno:

$$k = \frac{\Delta p}{\Delta s} = \frac{0,07 \text{ kPa}}{\delta_f - \delta_i}$$

Un'altra prova è quella che si esegue con la **trave Benkelmann**. È una tecnica di misura vecchia, e molto semplice. La trave ha al centro un cardine intorno al quale può ruotare, la parte di sinistra viene poggiata sul terreno in un punto che non risente dei carichi. La parte opposta ha una punta all'estremità che tocca il terreno, e con la quale si leggono i cedimenti.

Durante la prova un mezzo pesante di caratteristiche note si avvicina al punto di interesse, provocando un cedimento anche prima di arrivare su di esso. Questo cedimento verrà progressivamente registrato. Quando il mezzo arriverà sul punto si fermerà, provocando un cedimento dipendente dal tempo, e questo verrà lasciato crescere finché non si sarà stabilizzato (a breve termine). Dopodiché il mezzo si allontana, e una parte del cedimento viene recuperata. Il cedimento totale sarà dato dalla somma del cedimento restituito d e di quello permanente p . Esiste una correlazione empirica tra i risultati di questa prova e quella di carico su piastra:

$$M_d = \frac{84}{d}$$

Una prova più moderna è quella del **deflettometro a massa battente (Falling Weight Deflectometer FWD)**. Si può usare sia per le pavimentazioni in costruzione che finite, oltre che per i terreni. L'attrezzatura si monta su un rimorchio e viene trainata da un'automobile, e serve a far impattare una massa nota su una piastra di carico in condizioni controllate. Ogni battuta darà un carico impulsivo, che determinerà sulla superficie delle **deflessioni** che diventano man mano più piccole allontanandosi dal punto di carico. L'insieme delle deflessioni forma il **bacino di deflessione**, che si determina con l'uso dei **geofoni**, che sono degli strumenti di misura che rilevano le accelerazioni, e sono utilissimi perché si prestano bene a rilevare le grandezze che variano in maniera impulsiva. Dall'accelerazione, per doppia integrazione, si risale agli spostamenti. Una volta noto il bacino di deflessione, occorre usarlo per determinare le caratteristiche strutturali del terreno, ma si dovrà fare attenzione quando si ha a che fare con un terreno stratificato.

Questa tecnica di misura è ad alto rendimento, in quanto in poco tempo si possono fare moltissime prove, contrariamente alle prove di carico su piastra, per esempio, che richiedono lunghe preparazioni. Ha anche il vantaggio di simulare l'effetto dinamico dei carichi veicolari e aeroportuali, in quanto l'impulsività del carico ricorda ciò che si ha quando un veicolo transita a gran velocità. Infine, permettono di ricavare i moduli elastici di pavimentazione e sottofondo.

La massa battente è una guida verticale lungo la quale può scorrere la massa in caduta. Quando questa viene sganciata, va a impattare, ma non direttamente, sulla piastra. Ciò avviene tramite una piastra di transizione, collegata a quella sottostante con un sistema di molle. Vogliamo che il carico impulsivo sia applicato in condizioni controllate.

CDSFA #6

Corpo stradale

Costruzione del corpo stradale

Il **corpo stradale** si realizza con movimenti di terra, e ovviamente si spera di poter usare la stessa terra ricavata dagli scavi. Ci sono una serie di lavorazioni da eseguire.

- 1) **Smacchiamento generale.** Si rimuove tutta la vegetazione;
- 2) **Scoticamento.** Si rimuove il terreno vegetale su tutta l'area d'impronta del solido stradale in progetto. La rimozione dev'essere accurata perché altrimenti si rischia di contaminare il terreno sottostante, che potrebbe servire per costruire un rilevato. La terra rimossa dev'essere conservata in luoghi appositi, perché si potrà comunque riutilizzare per rivestire le scarpate o sistemare altre opere a verde;
- 3) **Scavi di sbancamento.** Riguardano l'apertura delle trincee, la formazione di cassonetti, la bonifica del piano di posa dei rilevati, lo splateamento del terreno per costruire piani d'appoggio, ecc;
- 4) **Formazione dei rilevati e del sottofondo;**
- 5) **Riempimenti o rinterri in genere.**

Per lo sbancamento si usano varie macchine. Il **dozer**, o **apripista**, sposta semplicemente il terreno, mentre le versioni più avanzate (**tilt dozer** e **angle dozer**) permettono di orientare la lama nella direzione verticale o trasversale per spostare meglio il terreno. Esistono poi le **ruspe**, le **pale caricatrici** che sollevano la terra e i **grader** che la livellano.

Il **piano d'appoggio** dei rilevati deve avere:

- **Regolarità costruttiva.** Sul piano d'appoggio, oltre ad andarci il rilevato, ci si dovrà lavorare, quindi è importante che sia regolare per evitare ristagni di acqua che possono interferire con le lavorazioni. Se si ha una pendenza eccessiva (superiore al 15% secondo il Capitolato CIRS) il rilevato potrebbe scivolare, per cui si predispone una **sistemazione a gradoni**, con un'opportuna contropendenza per migliorare ulteriormente la stabilità;
- **Resistenza alle pressioni geostatiche del rilevato.** Sono di entità considerevole, e se il terreno sottostante non è in grado di reggerle occorrerà intervenire. Si può pensare di sostituirlo, ma non sempre si può fare, quindi è più realistico pensare di migliorarlo;
- **Capacità di proteggere il rilevato dalla risalita capillare.** Si può fare interponendo tra piano d'appoggio e rilevato uno strato drenante formato da materiale granulare, separato tramite un'interfaccia fisica dal piano d'appoggio.

Se il rilevato poggia su terreni cedevoli è opportuno predisporre dei programmi di monitoraggio e controllo, anche in vista del cedimento residuo che si potrebbe scontare alla fine dei lavori. Infatti il cronoprogramma dei lavori deve tener conto anche di questo, per fare in modo che

Un'alternativa è l'utilizzo di **dreni**, che spesso si usano insieme al precarico. Essi modificano il percorso di drenaggio dell'acqua in modo da ridurre il tempo di consolidazione, e possono essere in sabbia o prefabbricati. I primi si eseguono perforando il terreno e riempiendo la perforazione con della sabbia che deve avere delle caratteristiche particolari, stabilite dalla normativa. I secondi invece, che costano anche meno, vengono direttamente infissi nel terreno.

Esistono dei trattamenti detti **colonnari**, tra cui figura il **jet-grouting**. Lo scopo non è più di drenare il terreno, bensì di farlo diventare più rigido. Si esegue perforando il terreno e inserendovi un'asta dotata di un sistema di iniezione, che spruzza tramite un ugello una boiaccia di cemento all'interno del foro. L'asta viene fatta lentamente risalire, in modo da investire tutta la perforazione. È importante che il volume di terreno che si vuole migliorare sia permeabile, altrimenti la miscela che viene spruzzata non può entrarvi.

Altro metodo è la **consolidazione con il vuoto**. Il terreno viene ricoperto da una membrana impermeabile, sotto la quale viene ricreato il vuoto. In assenza del vuoto, le tensioni efficaci valgono:

$$\sigma'_v = \gamma \cdot z + \gamma_r \cdot h - \gamma_w \cdot z$$

Se si pratica il vuoto, le pressioni neutre diminuiranno di un valore pari alla pressione atmosferica. In tal modo, siccome la tensione totale non aumenta, essendo:

$$\sigma' = \sigma - u$$

ne risulterà che la tensione efficace dovrà aumentare. Ciò influisce sulla consolidazione, rendendola più veloce.

Per il piano di posa del rilevato vengono richiesti dei requisiti di portanza. In particolare, dal Capitolato CIRS è richiesto un certo valore del modulo di deformazione al primo ciclo di carico, in funzione dell'altezza del rilevato.

- 15 N/mm² se H > 2,00 m;
- 20 N/mm² se 1,00 < H < 2,00 m;
- 30 N/mm² se 0,50 < H < 1,00 m.

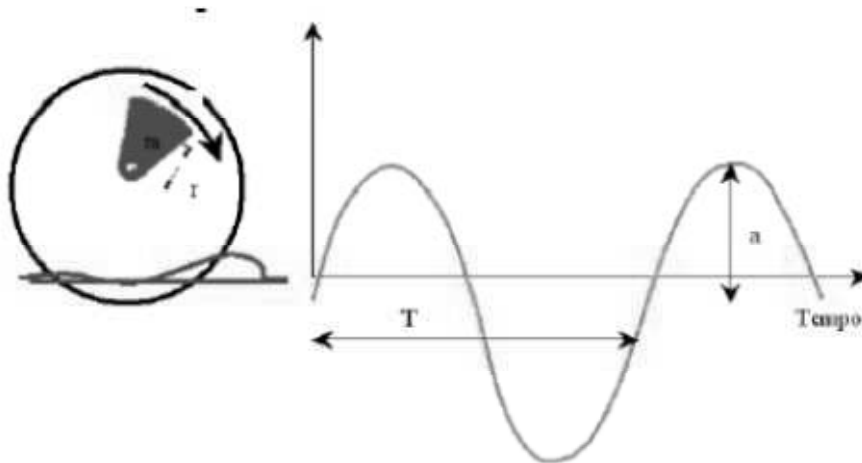
Per rilevati più grandi si hanno pretese inferiori perché gli effetti dei carichi veicolari non arrivano fino al piano di posa. Per rilevati molto piccoli non ci sono prescrizioni perché in pratica si ha a che fare con un sottofondo, e ci sono regolamenti a parte.

Gli **strati anticapillari** vanno realizzati con spessori tra i 30 e i 50 cm, e devono essere fatti di ghiaia. Al di sotto del materiale drenante si pone anche uno strato di **geotessile**, per separare fisicamente i diversi materiali.

I rilevati vanno costruiti a strati, il cui spessore dipende dal terreno utilizzato e dalle macchine che si hanno in cantiere, in quanto per ogni strato si vuole ottenere la miglior compattazione possibile. Lo spessore degli strati dev'essere pari ad almeno il doppio della massima dimensione dei granuli che li compongono, altrimenti la compattazione è impossibile. Gli strati, inoltre, devono essere inclinati, per allontanare le acque meteoriche. In corso d'opera si devono controllare di volta

per profondità molto modeste, all'incirca 20 cm. Per cui, come già detto, questo tipo di compattazione va bene solo per le finiture superficiali.

Con la **compattazione dinamica** si usa un rullo che può oscillare verticalmente, pur restando in contatto con il terreno, e quindi in grado di trasferire una vibrazione al terreno. All'interno del tamburo c'è una **massa eccentrica** m_e , che ruota al suo interno con una certa frequenza f (e quindi un certo periodo T), trasferendo delle forze centrifughe al terreno.



Un punto materiale che si muove con moto circolare uniforme avrà una **velocità** v esprimibile come:

$$v = 2\pi fr = \omega r$$

L'**accelerazione centripeta** a_c cui è soggetta la massa eccentrica, di direzione variabile ma di intensità costante, è:

$$a_c = \frac{v^2}{r} = \omega^2 r$$

La **forza centrifuga** F_c che viene trasmessa al tamburo dalla massa eccentrica è:

$$F_c = m_e a_c = m_e \frac{v^2}{r} = m_e \omega^2 r$$

Indichiamo con M_e il **momento d'eccentricità**:

$$M_e = m_e r$$

Si ha:

$$F_c = M_e \omega^2$$

Anche questa forza avrà direzione variabile. Una volta nota, si può calcolare l'accelerazione del tamburo:

$$a_t = \frac{M_e \omega^2}{m_t}$$

$$F_s = k_s z_d + c_s \dot{z}_d$$

La **forza peso** è dovuta alla massa del tamburo e alla massa del rullo:

$$P = (m_d + m_f)g$$

La **componente verticale della forza centrifuga trasmessa al tamburo** è:

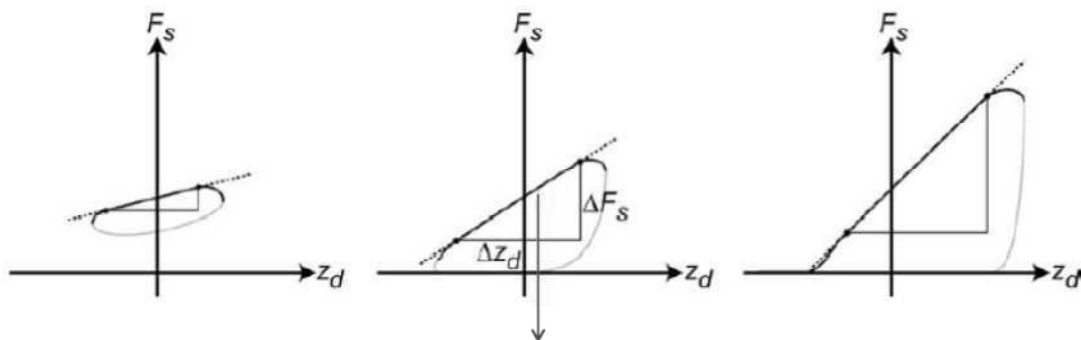
$$F_{c,v} = m_0 e_0 \Omega^2 \cos(\Omega t)$$

Infine ci sono le **forze d'inerzia** del rullo e del tamburo.

$$F_{i,f} = -m_f \ddot{z}_f$$

$$F_{i,d} = -m_d \ddot{z}_d$$

Per l'equilibrio del corpo rigido, la somma di tutte queste forze dev'essere nulla. Si ottiene così un'equazione differenziale che descrive il moto dell'oggetto, tuttavia, non è semplice conoscere la costante di reazione del terreno, che caratterizza la reazione stessa. Inoltre, man mano che il terreno si addensa, le sue caratteristiche cambiano, e dovrei monitorarle di continuo. Se avessi una strumentazione che mi permette di fare ciò, potrei diagrammare lo spostamento verticale del tamburo con la forza trasmessa al terreno, ottenendo i **diagrammi indicatori**.



Si ricava la costante del terreno k
(pendenza della curva nel tratto
di compressione)

L'andamento di tali diagrammi denota una certa dissipazione di energia, che è proprio l'energia spesa per compattare il terreno. Man mano che si va avanti con la compattazione, la pendenza del tratto lineare aumenta, e possiamo assumere quella pendenza proprio come la costante k del terreno.

$$k = \frac{\Delta F_s}{\Delta z_d}$$

Questo, però, non è del tutto corretto, perché la costante k del modello di Winkler considera un carico puntuale, mentre il contatto tra rullo e terreno non lo è. **Lundberg** ha risolto il problema utilizzando la teoria dei corpi elastici a contatto, in questo caso un corpo cilindrico su un suolo alla Boussinesq. Secondo Lundberg, z_d si può esprimere come:

una volta avanti e indietro sulla prima striscia, poi si passa alle successive, e quando si è passati su tutte le strisce si ricomincia e si ripete il numero richiesto di volte.

Per misurare la densità in sito si usa il **metodo del cono di sabbia**. La prova viene effettuata prelevando un campione di terreno e misurandone densità e contenuto d'acqua. Il volume del campione prelevato (cioè del foro realizzato per eseguire la prova) viene determinato con il volumometro (il cono, che ha anche una piastra), essendo il terreno impiegato una sabbia calibrata di densità ben nota.

Il volume del foro si calcola come:

$$V = \frac{m_{s,tot} - m_{s,c+p}}{\gamma_{sabbia}}$$

La massa del secco è:

$$m_s = \frac{m}{1 + \frac{w}{100}}$$

La densità del secco vale quindi:

$$\gamma_s = \frac{m_s}{V}$$

Un altro metodo è il **gammedensimetro**, che si basa sulla velocità di assorbimento delle radiazioni gamma per valutare la densità del terreno. Tuttavia, in Italia non si usa perché la normativa tiene conto delle problematiche dovute alla salute dei lavoratori.

Il **sottofondo** è quella parte del rilevato che più risente dei carichi veicolari, in quanto si trova in cima, e si estende per circa 1 m di profondità. Esiste anche in trincea, ovviamente, ma in tal caso siccome il terreno è quello che già c'era, e non viene scelto da chi costruisce, potrebbero esserci dei problemi relativi alle sue caratteristiche. In quel caso, si attuano delle tecniche di miglioramento del terreno, oppure si sostituisce.

I requisiti di accettazione riguardano la **densità in situ** e la **portanza**.

Per quanto riguarda la densità, di solito viene prescritta una certa percentuale di quella ottima determinata in laboratorio, e tali prescrizioni sono più restrittive per gli strati di sottofondo piuttosto che per i rilevati. I valori forniti dai Capitolati sono valori tipici, non specifici, in quanto è compito dei progettisti verificare di volta in volta se è meglio ottenere valori più alti, o se ci si può anche accontentare di valori più bassi.

Per la portanza bisogna verificare il modulo resiliente, e anche in questo caso sono richiesti valori più alti per il sottofondo. I valori vanno calcolati non solo in corrispondenza di un'umidità ottimale, ma anche per valori leggermente inferiori e superiori, in quanto essa può cambiare in ogni momento.

Le **scarpate** non solo andranno verificate dal punto di vista della stabilità, ma andranno anche inerbite, sia per proteggerle dall'azione delle acque meteoriche, sia per motivi estetici.

d'acqua. Variano inoltre le caratteristiche della terra. In primo luogo la granulometria, in quanto ho aggiunto al terreno del materiale diverso, ma anche per fenomeni di **flocculazione**, cioè la sospensione di parte della fase solida, che poi va a unirsi formando dei granuli più grandi. Varia la plasticità, e anche la compattabilità aumenta.

A lungo termine si ha un miglioramento delle caratteristiche del terreno dovuto all'**azione pozzolanica** (legante) della calce.

Esaminiamo meglio i meccanismi a **breve termine**.

L'**essiccazione** si ha perché parte dell'acqua si fissa chimicamente alla calce, formando l'idrossido di calce e rilasciando energia. Questo rilascio di energia, sotto forma di calore (reazione esotermica), aumenta la temperatura, e favorisce l'evaporazione dell'acqua.

La **flocculazione** avviene perché le particelle fini di terreno vengono interessate da uno scambio di ioni liberi Ca, Na e K. In tal modo si formano dei cluster di particelle, alterando la granulometria. Questa, però, è una granulometria apparente, che si disgrega sotto l'azione compattante dei rulli.

La **plasticità** si riduce perché, pur restando costante il limite liquido, aumenta il limite plastico, e di conseguenza la differenza LL – LP diminuisce, per cui il campo plastico del terreno si riduce, e si riducono tutti i problemi che IP comporta.

Per la **compattabilità**, se si eseguono delle prove Proctor sullo stesso terreno con contenuto di calce diverso, vediamo che al crescere del dosaggio l'umidità ottimale cresce, mentre la densità massima diminuisce. Sarà in base a queste nuove caratteristiche che si dovranno verificare i limiti di accettazione.

Si evidenzia sperimentalmente anche il **miglioramento delle caratteristiche meccaniche** del terreno, come si può vedere, per esempio, eseguendo prove CBR entro 90 minuti dalla miscelazione e compattazione dei provini.

Esaminiamo ora i meccanismi a **lungo termine**.

Si verificheranno delle **reazioni di idratazione**, in cui l'idrossido di calce si scinde, e grazie alla presenza di silice e allumina si formano silicati e alluminati, che nel tempo variano le caratteristiche del terreno. Questi fenomeni sono influenzati da molti fattori. Queste reazioni incrementano la rigidità e la resistenza, in maniera molto significativa, nel corso del tempo.

Per progettare un intervento di stabilizzazione occorre fare un vero e proprio **mix design**. La miscela di calce sarà differente a seconda di ciò che si desidera ottenere.

Se si vogliono solo garantire dei requisiti a breve termine, più che una stabilizzazione si fa un **miglioramento**. In tal caso la norma impone di concentrarsi sull'**indice di portanza immediato IP**, che non è altro che il CBR valutato entro i 90 minuti. Fissato il valore di IP desiderato, per esempio IP_{10} , la norma stabilisce anche l'addensamento richiesto.

Se invece si vogliono garantire anche requisiti a lungo termine, il terreno sarà effettivamente **stabilizzato**, e non solo migliorato. In tal caso, oltre ai precedenti requisiti, si va a specificare il

CDSFA #8

Corpo stradale

Opere idrauliche a difesa del corpo stradale

La costruzione di una strada modifica l'equilibrio idrologico esistente. Il volume che viene costruito non solo risente dei rischi derivanti dall'aggressione dell'acqua, ma altera l'equilibrio del territorio.

Possibili **interferenze** sono con:

- Corsi d'acqua esistenti;
- Regime di ruscellamento delle acque piovane;
- Acque di falda;
- Acque di piattaforma.

Queste ultime sono le acque che si trovano sulla struttura realizzata, che andranno evacuate in qualche modo. Cosa può succedere se ciò non viene fatto in modo corretto? Le possibili **conseguenze** sono:

- Compromissione della stabilità del corpo stradale;
- Erosione delle scarpate;
- Riduzione della portanza del sottofondo;
- Acquaplaning.

Quest'ultimo fenomeno si verifica quando, a causa di un velo idrico sulla pavimentazione, lo pneumatico perde contatto con la pavimentazione e "galleggia" sull'acqua.

Le **opere per la raccolta e l'allontanamento delle acque superficiali** sono:

- Cunette;
- Arginelli ed embrici;
- Fossi di guardia;
- Pozzetti.

Le **opere per l'attraversamento dei corsi d'acqua** sono:

- Tombini;
- Ponticelli;
- Ponti;
- Viadotti.

Le **opere per la raccolta delle acque profonde** sono:

- Drenaggi.

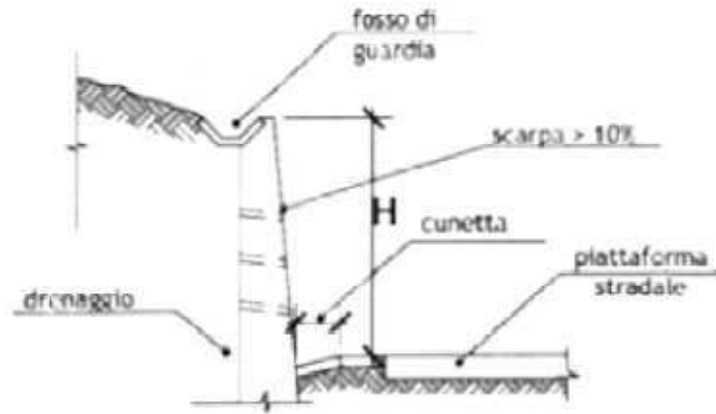
Per quanto riguarda le **acque superficiali** si può dire che il **velo idrico** sulla pavimentazione costituisce un problema quando diventa eccessivo. Per contrastare questo fenomeno, tutte le

Per il **dimensionamento idraulico** si veda l'Esercitazione 2.

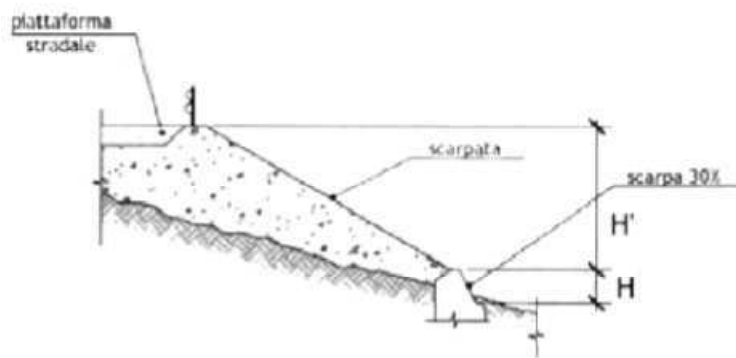
Quando si dimensiona un **tombino** occorre fare attenzione che il moto della corrente avvenga **a pelo libero**, in quanto se la condotta va in pressione la portata massima smaltibile diminuisce drasticamente. Infatti si ha tale portata massima in corrispondenza di un tirante idrico pari a circa il 94% del diametro. Si fa poi in modo di dimensionare il tombino in modo tale che la portata massima prevista non lo riempi del tutto, ma che lasci un franco di sicurezza. Tipicamente esso viene assunto pari al 20-30% dell'altezza della sezione.

Per quanto riguarda le acque profonde, distinguiamo tra:

- **Acque di falda.** La presenza della falda è qualcosa al quale non ci si può opporre, quindi occorre governarla in qualche modo. Se il livello della falda è troppo vicino alla pavimentazione, si possono realizzare dei **drenaggi longitudinali** per abbassarlo;
- **Acque percolanti.** Impermeabilizzando la piattaforma stradale e inerbendo le scarpate si evita che l'acqua percoli all'interno del solido stradale;
- **Acque di risalita capillare.** Si realizzano strati anticapillari, eventualmente accoppiati a dei geotessili, per impedire all'acqua di risalire.

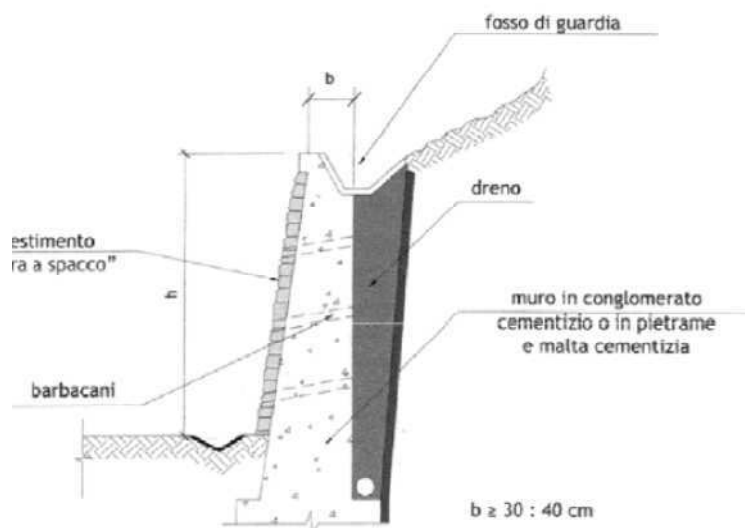


- **Muri d'unghia**, che di fatto servono solo per bellezza perché non diminuiscono l'ingombro del rilevato.



Per quanto riguarda **materiali e funzionamento statico** si hanno:

- **Muri a gravità**, che sono i più diffusi e devono il loro nome al fatto che svolgono il loro compito grazie al peso proprio. Sono quindi molto massicci, tozzi, e realizzati in calcestruzzo, proprio perché si fanno lavorare a compressione. Possono essere rivestiti in diversi modi, ma servono sempre dreni e barbacani;

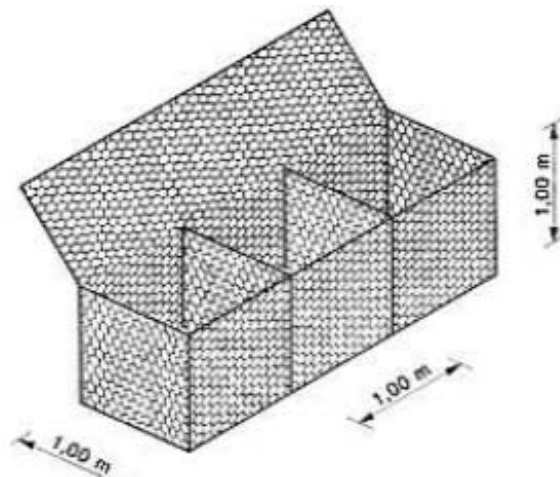


- **Muri a mensola**, dotati di un paramento verticale e una suola orizzontale. Questa ha una parte anteriore e una posteriore, su cui ci sono i dreni e il terreno di rinterro che contribuisce

- **Muri cellulari a gabbia**, realizzati mediante un'intelaiatura di elementi prefabbricati in calcestruzzo che viene poi riempita di materiale naturale. Hanno i pregi di avere un buon impatto ambientale perché permettono la crescita della vegetazione, oltre che di essere versatili, economici e sicuri, però il difetto è che necessitano di grossi movimenti di terra;



- **Gabbionate**, strutture modulari formate da scatole di rete metallica riempite con ciottoli o pietrame da cava, che lavorano a gravità.



Esistono anche opere di sostegno di tipo alternativo, come le **terre armate** e le **terre rinforzate**.

Le **terre armate** prevedono dei **rinforzi metallici**, in modo simile a quando si inseriscono le armature nel calcestruzzo per formare il cemento armato. Per non realizzare la scarpata si inseriscono delle strisce di acciaio zincato nel rilevato, che renderanno il terreno più rigido e più resistente.

In alto c'è la piattaforma, e non c'è scarpata. Al suo posto vediamo una serie di pannelli che non hanno funzione strutturale, ma solo di sigillare il sistema, e sono poggiati su un cordolo. All'interno vediamo l'armatura con il riempimento di terreno.

superficie. Se conosco il carico di progetto q e la densità γ_1 del terreno di riempimento, posso definire l'altezza fittizia come:

$$\Delta H = \frac{q}{\gamma_1}$$

Le parti geometriche del muro devono essere messe in relazione tra loro. Per far ciò si ipotizza che la larghezza L del riempimento sia pari ad almeno il 70% dell'altezza H_m del muro, intesa come:

$$H_m = H_1 + \Delta H$$

Inoltre, la minima profondità di ammorsamento dipende non solo da H_m , ma anche da β .

Le **verifiche** da eseguire sono **esterne** e **interne**.

Le **esterne** si fanno in modo analogo a quelle dei muri tradizionali, e sono:

- Verifica allo scivolamento;
- Verifica al ribaltamento;
- Verifica di capacità portante;
- Verifica di stabilità globale.

Le **interne** invece sono:

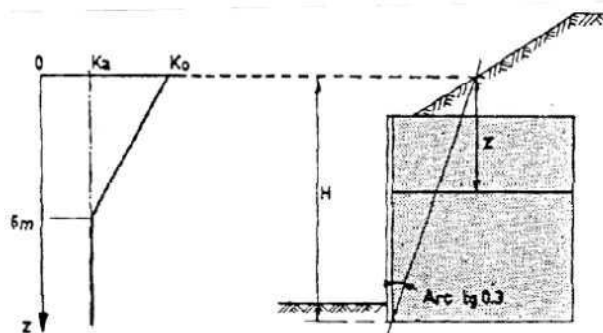
- Verifica a rottura del rinforzo;
- Verifica allo sfilamento del rinforzo.

Per effettuare queste ultime dobbiamo avere alcune informazioni.

La prima riguarda il **coefficiente di spinta k** del terreno di riempimento. Per esso si può assumere un andamento bilineare. In superficie il valore sarà pari a quello del **coefficiente di spinta a riposo k_0** , mentre fino a $z_0 = 6$ m il valore di k dipenderà anche dal **coefficiente di spinta attiva k_a** , oltre che dalla profondità z . Inoltre, k_a dipende dall'**angolo di attrito interno ϕ** del terreno.

$$k_{0-z_0} = k_0 - \frac{k_0 - k_a}{z_0} z$$

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$



non aiuta, perché il terreno le trascina con sé. È utile, invece, la parte di bandella che si trova all'infuori del cuneo di spinta, fino a una certa lunghezza, detta **lunghezza efficace**.

Occorre mettere in relazione le forze che le bandelle devono sopportare con quelle che possono sopportare. Si valutano quindi le spinte che agiscono sul muro, e per ogni bandella si identifica un **volume di influenza** di forma parallelepipedica, che è proprio il volume di terreno che la bandella deve reggere. Questo volume può essere identificato tramite le spaziature tra le bandelle.

La forza massima applicata al muro che dev'essere sopportata dalla bandella dipende dal coefficiente di spinta, dalla tensione verticale e dalle spaziature.

$$T_{\max} = k(z) \cdot p_v(z) \cdot \Delta H \cdot \Delta V$$

La tensione verticale può essere calcolata in maniera approssimata come prodotto della densità del terreno per la profondità:

$$T_{\max} = k(z) \cdot \gamma \cdot z \cdot \Delta H \cdot \Delta V$$

Se invece si vuole fare un calcolo più raffinato si usa la **formula di Meyerhof**, che tiene conto di tutte le forze verticali e del loro momento ribaltante.

$$p_v(z) = \frac{R_v}{L - 2e_x}$$

$$e_x = \frac{M}{R_v}$$

A causa della variabilità delle quote, ogni bandella dovrà sopportare forze diverse. Per cui quando si fa la **verifica allo strappo** si andrà a considerare T_{\max} con la massima forza sopportabile dalla bandella, che può essere calcolato tramite la tensione ammissibile, opportunamente ridotta con un idoneo coefficiente di sicurezza pari a 1,5 o 1,65 a seconda dell'importanza dell'opera.

$$T_{\max} < \frac{\sigma_{\text{amm}} \cdot A_s}{\gamma_F}$$

Se la disuguaglianza non è rispettata, allora la bandella si spezza.

La sezione A_s non è quella della bandella nuova, ma quella della bandella corrosa, così come sarà dopo un certo tempo nel terreno.

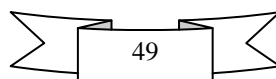
$$A_s = (b - b_s) \cdot (s - s_s)$$

La **verifica allo sfilamento** si fa considerando la forza di trazione portata da ciascuna bandella al variare della profondità, con la formula vista prima:

$$T_{\max} = k(z) \cdot \gamma \cdot z \cdot \Delta H \cdot \Delta V$$

Questa forza, oltre a non strappare la bandella, non deve nemmeno trascinarla via dalla zona reagente del terrapieno. A tale scopo, le bandelle reagiscono con una **forza resistente F_r** :

$$F_r = 2 \cdot L_e \cdot (b - b_s) \cdot \gamma \cdot z \cdot f(z)$$



In questo modo la forza resistente si incrementerà, da un lato perché ho una forza orizzontale in più che si oppone alla rottura, dall'altro perché avendo una forza verticale in più avrò un termine attritivo in più.

$$P_{res} = P_r \cdot \sin \theta + (P_r \cdot \cos \theta + P_v) \cdot \tan \varphi$$

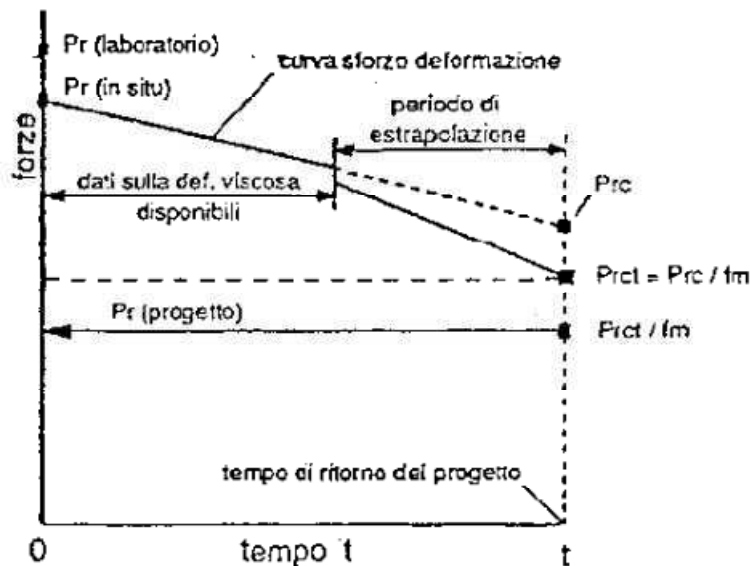
Ovviamente gli incrementi di resistenza dipendono dalle caratteristiche del rinforzo.

Le **tecniche di realizzazione** possono prevedere o meno l'uso di **casseri**.

Nella tecnica **senza casseri** si stende il primo foglio (o la prima rete) di geosintetico, e su di esso si realizza il primo strato di terreno, che viene opportunamente compattato. Il foglio viene poi risvoltato sullo strato appena realizzato. Dopodiché si stende un altro foglio su tale strato, e si ripete il procedimento.

Nella tecnica **con casseri** si procede in maniera simile, ma i casseri sorreggono lo strato di terreno e facilitano il risvolto.

Per valutare l'efficacia del rinforzo occorre valutarne la **resistenza a trazione P_r** .



Questa può essere valutata con prove di laboratorio, però il valore che si trova non può essere assunto come valore della resistenza che si avrà in sito, perché già in fase di installazione ci saranno inevitabilmente dei piccoli danneggiamenti. Inoltre, siccome il materiale non è elastico, si avranno dei fenomeni di deformazione viscosa, o creep, che ridurranno ulteriormente la resistenza. Ci sono poi effetti dovuti alla degradazione chimica e biologica, e per tenerne conto si può immaginare di estrapolare l'andamento del creep e di incrementarne gli effetti. Infine, si aggiunge un fattore di sicurezza che tiene conto dell'importanza dell'opera. Alla fine, la resistenza di laboratorio viene più o meno dimezzata, nel migliore dei casi.

Per il progetto di queste opere un utile strumento è costituito dagli **abachi di Jewell**. I primi due servono a calcolare il **coefficiente k di spinta della terra**.

Si procede in maniera analoga a prima per trovare L/H, ma occorre ricordare che se c'è il sovraccarico si dovrà considerare l'altezza incrementata H':

$$H' = H + \frac{q}{\gamma}$$

Una volta calcolato il rapporto L/H è banale calcolare L. Inoltre, una volta calcolato k, si determina la **spaziatura** tra gli strati di geosintetico come:

$$S = \frac{P_r}{k \cdot (\gamma \cdot z) + q} = \frac{P_r}{\sigma_v + q}$$

Si può scrivere:

$$P_r = (\sigma_v + q) \cdot S$$

Se la resistenza P_r è riferita a una larghezza unitaria, con questa relazione si ottiene la spaziatura minima del geosintetico.

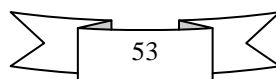
Siccome la spaziatura è una funzione inversa della profondità, si può ridurla con essa.

I **geosintetici** sono una vasta famiglia di materiali che si usano a contatto con il terreno, di cui almeno una parte è un polimero di sintesi, ossia sintetico. Vengono distinti in base alla rigidità e alla duttilità.

I tipi di geosintetici sono:

- **Geotessili (GTX)**. Sono costituiti da prodotti piani tessuti, non tessuti o uniti con metodi meccanici o termici. Sono simili ai tessuti naturali, quindi sono molto flessibili. I non tessuti manifestano un comportamento isotropo, mentre i tessuti esplicano le resistenze maggiori lungo due direzioni preferenziali. Le funzioni che hanno sono di **separazione** di strati a granulometria differente, **filtrazione** dell'acqua attraverso gli strati drenanti senza che passi anche il terreno, e **rinforzo**;
- **Geogriglie (GGR)**. Sono prodotti piani caratterizzati da una struttura reticolare regolare di elementi resistenti monodimensionali, integralmente connessi tra loro. La griglia può essere prodotta mediante un processo di estrusione (monodirezionale o bidirezionale), tessitura o saldatura degli elementi resistenti. Hanno principalmente una funzione di **rinforzo**;
- **Georeti (GNE)**. Hanno una struttura reticolare simile alle geogriglie, ma gli elementi resistenti si compenetrano parzialmente nei punti di contatto. Hanno principalmente funzioni di **drenaggio**;
- **Geomembrane sintetiche (GMS) e bituminose (GMB)**. Le prime sono fogli continui e impermeabili realizzati con uno o più materiali polimerici. Le seconde sono invece costituite da un supporto (normalmente un geotessile) impregnato o rivestito da bitume modificato, e un rivestimento con fogli antiaderenti. Hanno principalmente funzione di **separazione e impermeabilizzazione**;
- **Geocompositi (GCO)**. Sono costituiti dalla combinazione di due o più geosintetici.

Le principali caratteristiche meccaniche dei geosintetici sono:



CDSFA #10

Sovrastrutture stradali e aeroportuali

Tipologie e prestazioni

La **sovrastuttura** o **pavimentazione** è la parte del corpo stradale su cui passano direttamente i veicoli.

Ha diversi requisiti **strutturali**, che interessano all'ingegnere, e **funzionali**, che interessano anche agli utenti.

I requisiti strutturali consistono nell'avere un'adeguata capacità di trasmettere i carichi veicolari al sottofondo, e senza che ci sia un eccessivo degrado strutturale. Quelli funzionali riguardano la sicurezza e il comfort di guida.

Vediamo le **tipologie di materiali**.

Le **pavimentazioni flessibili** sono costituite, in superficie, da **conglomerato bituminoso**, ossia una miscela di aggregati lapidei e legante bituminoso. Il **bitume** è un legante visco-elastico che proviene dalla raffinazione del petrolio, e che non è fragile, se non a basse temperature. Di solito si realizzano tre strati:

- **Usura**, che si trova in superficie e deve resistere ai fenomeni di usura dovuti appunto ai veicoli che passano, e ha un ruolo funzionale;
- **Binder**, che è uno strato di collegamento;
- **Base**, che ha funzione strutturale, e deve resistere ai carichi.

Gli spessori degli strati aumentano man mano che si scende, e le caratteristiche e la composizione del conglomerato cambiano. In particolare, man mano che si scende la dimensione del materiale lapideo aumenta, la percentuale di bitume diminuisce e quella di vuoti aumenta.

Tra il sottofondo e questi strati troviamo uno strato di **fondazione**, fatto di materiale granulare idoneo a conferirgli elevate caratteristiche meccaniche. Ha funzione strutturale, in quanto deve sorreggere gli strati sovrastanti e distribuire le sollecitazioni che da essi provengono.

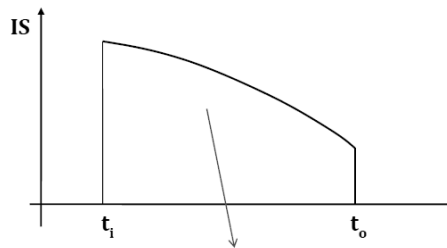
Contrapposte alle pavimentazioni flessibili ci sono le **pavimentazioni rigide**, fatte di lastre di calcestruzzo per l'appunto molto rigide. Anche qui ci sono degli strati intermedi prima di arrivare al sottofondo.

Non sempre una pavimentazione rigida è la migliore, in quanto dovrà assorbire molte più sollecitazioni, risentendone a lungo termine. Esistono quindi le **pavimentazioni semi-rigide**, che sono pavimentazioni flessibili in cui la fondazione viene realizzata in parte in misto granulare e in parte in misto cementato, risultando così più rigida.

Le lastre della pavimentazioni rigide non sono continue, perché occorre tener conto degli effetti della dilatazione termica. I vari pezzi sono uniti da **giunti** e **barre di compartecipazione**, che fanno in modo che quando una delle lastre è caricata si deflettano anche quelle adiacenti. Ci sono poi le **barre di legatura**, che servono a non far spostare troppo le lastre, e i **giunti rinforzati**,

La progettazione della pavimentazione si fa anche in base ai **carichi** che dovranno insistervi. Nel caso di una strada si considerano gli **assi standard stradali**, nel caso di una pista aeroportuale si considerano le **gambe di forza degli aeromobili**.

Per capire le **prestazioni** della pavimentazione, occorre guardarla come un'interfaccia. Infatti essa interagisce con i veicoli, le cui ruote rotolano e strisciano, col rischio di provocare fenomeni di danneggiamento su pavimentazione, pneumatici e conducente. Si avrà quindi un **ammaloramento**, che dipende sia dalla pavimentazione stessa che dall'interazione con i veicoli. Per valutarlo si possono definire degli **indicatori di stato** che variano col passaggio dei veicoli. Questi possono essere, per esempio, la **deformazione sotto carico** oppure l'**aderenza**. Tali indicatori ci danno informazioni in un dato tempo e in un dato luogo delle condizioni della pavimentazione, ma in sé non ci danno informazioni sul passato o sul futuro. Si può però osservare l'andamento dell'indicatore nel tempo, in modo tale da avere un'idea di quelle che saranno le prestazioni.



Concettualmente, possiamo definire un **indice di prestazione** che dipende dall'indicatore di stato e dal tempo.

$$IP = \int_{t_i}^{t_o} IS(t)dt$$

Occorre distinguere la **risposta** dalla **prestazione**, che ha a che fare con come la risposta varia nel corso del tempo.

Per quantificare le prestazioni strutturali ci si può riferire ai moduli elastici dei vari strati. Se li misuro, per esempio con i geofoni, subito dopo la costruzione e poi dopo un certo tempo, durante il quale sono passati molti veicoli, i valori cambieranno a causa dell'inevitabile danneggiamento, passerò da un E_0 a un $E(t)$. Fissato quindi il modulo elastico come parametro indicativo, si definisce il **danno** come:

$$D = 1 - \frac{E(t)}{E_0}$$

Si possono anche prendere dei parametri riferiti alle prestazioni, come:

- **Regolarità**, cioè deviazione del piano medio;
- **Aderenza**, cioè il massimo carico longitudinale che può essere attivato all'interfaccia tra pneumatico e pavimentazione;
- **Macrorugosità**, cioè la scabrezza della superficie, che può essere analizzata su diverse scale dimensionali.

L'**accumulo di deformazioni permanenti** si ha perché i materiali che compongono la pavimentazione, come ormai noto, non sono perfettamente elastici. Questo fenomeno si manifesta a livello macroscopico con la formazione di solchi detti **ormae**, che seguono le tracce dei veicoli. Gli strati responsabili di ciò sono un po' tutti, ma la misura in cui contribuiscono varia a seconda delle situazioni. Per esempio gli strati in conglomerato bituminoso perdono rigidità ed elasticità al crescere della temperatura, mentre gli strati non legati sono già non elastici per natura. Se l'accumulo di deformazioni deriva dal sottofondo, allora l'ormea sarà più ampia, se invece dipende dagli strati più superficiali sarà più piccola e localizzata.

Si distingue tra fenomeni di **post-compattazione** e di **deformazione visco-plastica**.

Il primo caso si verifica quando al momento della costruzione non è stata fatta una compattazione efficiente, quindi i veicoli che passano tenderanno a completare il lavoro, provocando così una variazione di volume.

Il secondo caso, invece, avviene a volume costante. Infatti il materiale che viene schiacciato dalla ruota lo ritroviamo sulla superficie, che si rigonfia ai lati della ruota (**squeezing**).

La **fessurazione di origine termica** deriva dal fatto che il lungo nastro stradale non può contrarsi come vorrebbe in seguito alle variazioni di temperatura. Se per esempio consideriamo un tratto di autostrada lungo 150 km, dotato di coefficiente di dilatazione termica α pari a $1 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ e soggetto a un calo di temperatura ΔT di $20 \text{ }^\circ\text{C}$, la deformazione che si dovrebbe avere è:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \alpha \cdot \Delta T$$

L'accorciamento ΔL sarebbe:

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 150.000 \text{ m} \cdot 1 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1} \cdot 20 \text{ }^\circ\text{C} = 30 \text{ m}$$

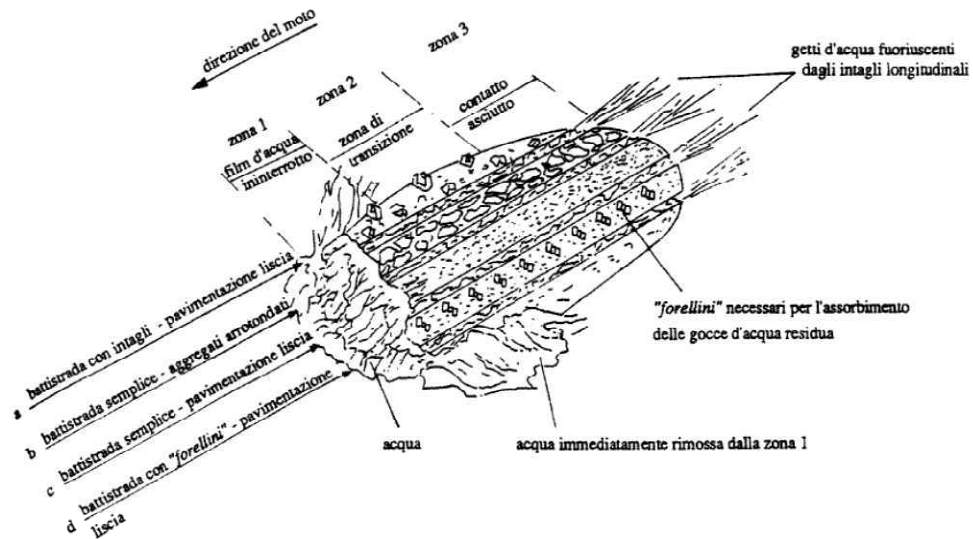
Ovviamente l'autostrada non si accorcia di 30 m. Ciò non avviene per l'attrito col materiale granulare su cui poggia, oltre che per la continuità del conglomerato bituminoso. Infatti, se consideriamo più elementi di conglomerato vicini che vogliono contrarsi a causa dell'abbassamento di temperatura, non potranno farlo perché sono legati per continuità, e si genera uno stato di trazione. Se questo supera la resistenza del materiale, si crea la fessura.

Le pavimentazioni rigide sono soggette a due principali tipi di ammaloramento:

- Fessurazione;
- Pumping e rottura del giunto.

La **fessurazione** si ha quando si supera la resistenza a trazione del calcestruzzo, e può assumere diverse morfologie (trasversale, longitudinale, d'angolo). Si può avere anche per fatica, o per effetto del traffico e della temperatura.

Il fenomeno del **pumping** si ha quando le lastre non sono ben collegate o i giunti non sono ben sigillati, oppure ancora se il sottofondo è pieno d'acqua. Se i giunti sono sigillati male è facile che il terreno sottostante si riempia d'acqua se piove. Quando la ruota di un veicolo passa sul giunto mal eseguito, la prima lastra si inflette, generando una sovrappressione nell'acqua presente nel



Le megatessitura e l'irregolarità possono essere prodotte dalle deformazioni permanenti dovute al traffico, oppure a dei difetti di costruzione. I problemi indotti consistono sia in una perdita di aderenza che fa sobbalzare i veicoli, riducendo il peso che contribuisce alla frenata, sia in un accumulo di acqua negli avvallamenti che può provocare fenomeni di acquaplaning, sia ovviamente in una perdita di comfort degli utenti, che possono anche vedere danneggiato il proprio veicolo.

Per quanto riguarda la rumorosità, il campo di sensibilità dell'uomo inizia a percepire il **rumore** a causa della macrotessitura, e le **vibrazioni meccaniche** a causa della megatessitura. Questi effetti sono amplificati all'aumentare della velocità.

una miscela cada in una determinata classe deve rispettare anche altri vincoli, che sono riportati in apposite tabelle della normativa.

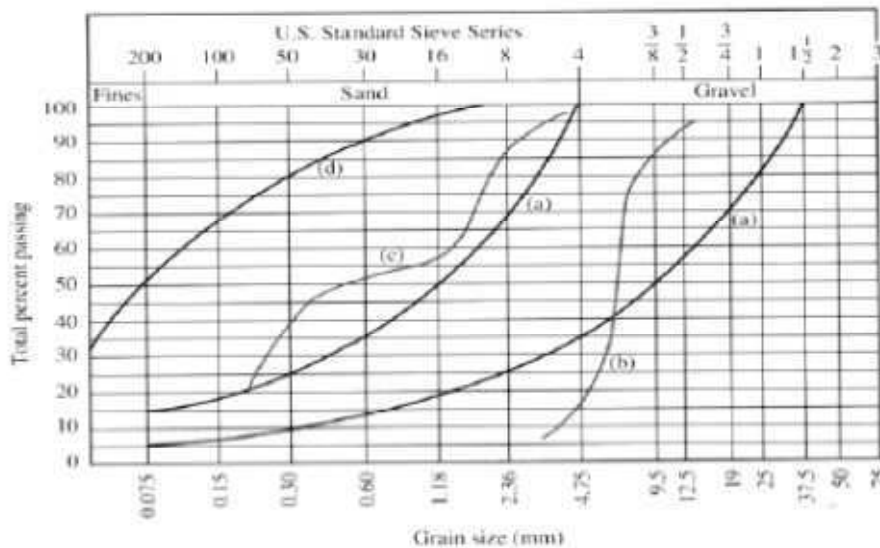
A seconda del diametro, si parla di:

- **Pietrischi**, con diametro di 25-71 mm;
- **Pietrischetti**, con diametro di 10-25 mm;
- **Graniglie**, con diametro di 2-10 mm;
- **Sabbie**, con diametro minore di 2 mm.

È importante conoscere la **distribuzione dimensionale** delle particelle, e ciò si può scoprire tramite una semplice prova granulometrica. Per avere una prima idea circa la qualità della granulometria, si può usare la **curva di massima densità di Fuller**, che esprime una relazione tra la percentuale di passante e il diametro, una volta fissato il diametro massimo D:

$$P(d) = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^{0,5}$$

Se la mia curva granulometrica si avvicina a questa, allora la mia miscela potrà raggiungere un'elevata densità. Per le miscele bituminose, si usa un esponente pari a 0,45.



Le due curve (a) sono due curve di massima densità, ovviamente con D diverso. Le curve (b), (c) e (d) sono ottenute invece da analisi granulometriche. Dai crolli della (b) e della (c) si evince che in quei terreni mancano delle dimensioni caratteristiche, perché il passante cambia repentinamente.

Un riscontro numerico a queste considerazioni si può dare con i **fattori di forma F**, dati dal rapporto dei diametri corrispondenti a due determinati passanti. Essi rappresentano una sorta di pendenza della curva granulometrica. Fissati i passanti, si trova la differenza dei diametri.

$$F = \frac{D_{P1}}{D_{P2}}$$

Tra le dimensioni S e L c'è un rapporto di 1 a 3. Per effettuare le misure si pone l'elemento, diretto secondo il lato maggiore, nella bocca dello strumento, che si fissa secondo la dimensione dell'elemento stesso. Dopodiché, si fa passare l'elemento nel varco S, e se passa allora è non cubico, altrimenti è cubico. Si fanno due mucchi e si suddividono gli elementi.

L'**indice di appiattimento FI** si valuta con l'uso di stacci a barre, ossia con maglie di forma allungata piuttosto che quadrata o circolare. Anche in questo caso l'indice si valuta per ogni classe granulometrica. Se M_1 è la somma delle masse di tutte le classi dimensionali e M_2 è la somma delle masse dei granuli passanti ai diversi stacci, FI si calcola come:

$$FI = 100 \cdot \frac{M_2}{M_1}$$

Tra le **proprietà fisico-meccaniche** c'è la **massa volumica**. Essa può essere valutata in condizioni di **aggregato asciutto** e di **aggregato saturo a superficie secca**, cioè saturo d'acqua e asciugato solo in superficie, ma non essiccato. In tal modo si distinguerà il **volume netto** V_N dal **volume effettivo** V_B , somma del volume netto e della porosità superficiale permeabile. Nel primo caso avremo una **massa secca** M_S , nel secondo una **massa saturo a superficie secca** M_{SSD} .

Si definiscono:

- **Massa volumica apparente.** È apparente perché nell'aggregato potrebbero esserci delle porosità interne invisibili a meno che non si frantumi:

$$MV_A = \frac{M_S}{V_N}$$

- **Massa volumica effettiva.** Considera il volume effettivo:

$$MV_B = \frac{M_S}{V_B}$$

- **Massa volumica saturo a superficie secca.** Considera sia il volume effettivo che la massa dell'acqua nei pori superficiali.

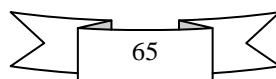
$$MV_{SSD} = \frac{M_{SSD}}{V_B}$$

- **Percentuale di assorbimento.** È una sorta di contenuto d'acqua.

$$A = 100 \cdot \frac{M_{SSD} - M_S}{M_S}$$

Si calcolano le masse volumiche perché occorre vedere come si combinano volumetricamente gli aggregati tra loro, ma misurare i volumi è difficile, per cui si misurano le masse e si passa alle masse volumiche.

Una delle resistenze che si misurano è la **resistenza a frammentazione**. Per determinarla si usa la **prova Los Angeles**. Con tale prova si inseriscono 5 kg di materiale in un tamburo dotato di un risalto, insieme a un certo numero di sfere di acciaio di peso e dimensioni note, che fungono da



Dove S è la media delle letture sul materiale da caratterizzare e C è quella sul materiale di riferimento. La prova va fatta su superfici bagnate, perché si deve misurare la tessitura nelle condizioni più sfavorevoli, e a una temperatura di $16,5\text{ }^{\circ}\text{C}$. Il valore che si registra è detto **British Pendulum Number**, o **BPN**. Nella prova si esegue prima un'oscillazione di assestamento, dopodiché se ne fanno altre 5, e i valori S e C saranno la media delle ultime 3 oscillazioni sul rispettivo materiale.

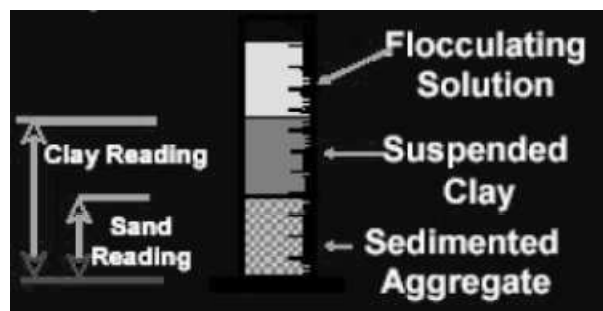
È importante anche valutare la **sensibilità al gelo** del materiale, e ciò si fa sottoponendolo a cicli di gelo e disgelo, che possono indurvi delle fessurazioni tali da comprometterne le caratteristiche meccaniche. Se ne fanno almeno 10 a temperature comprese tra $-17,5\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, dopodiché si esegue una delle precedenti prove (per esempio la Los Angeles), e si confrontano i risultati prima e dopo i cicli. Per esempio, se LA_1 è il valore del coefficiente Los Angeles prima dei cicli e LA_2 è quello che si ha dopo, la variazione sarà:

$$\Delta LA = 100 \cdot \frac{LA_2 - LA_1}{LA_1}$$

È ragionevole attendersi un valore di LA_2 maggiore (e quindi peggiore) di LA_1 .

L'ultima proprietà da verificare è la **qualità del fino** tramite l'**equivalente in sabbia**. Si deve misurare il grado di pulizia delle particelle fini, che devono essere prive di materia organica o argillosa, perché questi materiali aderiscono alla superficie dei granuli e ne alterano le caratteristiche in peggio, sia quelle meccaniche che quelle relative alle interazioni coi leganti.

La prova si esegue con una provetta all'interno della quale viene inserito il materiale insieme a una soluzione flocculante. La provetta viene agitata da un'apposita macchina secondo una procedura ben definita, dopodiché si aumenta la quantità di liquido, si agita ulteriormente e si lascia riposare per 20 minuti. Fatto ciò, gli aggregati si saranno separati dalle torbidità, cioè l'argilla, e se ne potranno misurare le relative altezze.



Il valore ES dell'equivalente in sabbia è:

$$ES = 100 \cdot \frac{h_s}{h_a}$$

Un materiale molto pulito avrà il livello della sabbia molto vicino a quello dell'argilla, quindi il valore di ES sarà molto alto. Più sporcizia c'è, più il valore diminuisce.

Sugli aggregati può essere applicata la **marcatura CE**, che è tipica dei prodotti industriali, ma siccome sugli aggregati vengono fatti molti controlli, questi sono decisivi per garantirne la qualità.

oleosa e si comportano come sfere indeformabili in un liquido viscoso (**comportamento newtoniano**).

Un modo alternativo di descrivere il bitume è farne un'analisi elementare e vedere le percentuali dei vari elementi, anche se per la maggior parte si troveranno sempre carbonio e idrogeno, essendo idrocarburi.

Col tempo sono nati molti prodotti detti **bitumi modificati**, composti dal bitume e da un polimero che ne modifica le proprietà. I **polimeri** sono materiali organici di sintesi formati da molte molecole covalenti. A differenza del bitume, che è un polimero naturale a composizione non controllata, i polimeri, essendo di sintesi, sono a composizione controllata.

Per modificare il bitume si sceglie tra **elastomeri termoplastici** e **plastomeri termoplastici**. L'aggettivo "termoplastico" vuol dire che all'aumentare della temperatura la consistenza del materiale diminuisce, ed è un processo reversibile. Gli elastomeri sono delle gomme che trasferiscono elasticità al bitume, mentre i plastomeri lo irrigidiscono senza modificarne la natura.

Affinché il bitume e il polimero siano compatibili dev'esserci **stabilità** nel bitume modificato, sia in termini **termodinamici** che in termini **pratici**, ossia non si devono danneggiare durante la lavorazione. Per valutare la stabilità termodinamica si eseguono **prove di stabilità allo stoccaggio**, in cui il bitume modificato viene inserito in appositi tubi che vengono posti in forno a 180 °C per tre giorni. Se non c'è la stabilità desiderata, le fasi si separeranno. Si potranno prelevare dei campioni dalla cima e dal fondo del tubo e sottoporli a prove, e se i risultati saranno molto diversi il bitume non sarà considerato termodinamicamente stabile.

Vediamo i bitumi più usati.

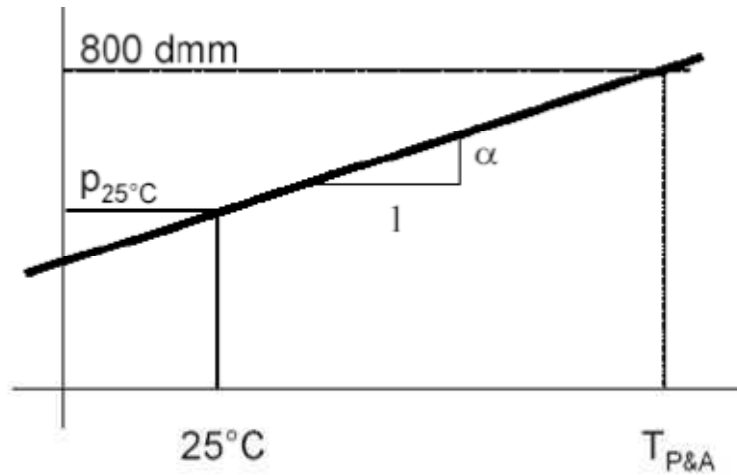
Nel **bitume modificato SBS (Styrene-Butadiene-Styrene)** l'elastomero si può rappresentare come successione di 3 gruppi.



Inserendo nel bitume il polimero a temperatura adeguata si può realizzare un reticolo nella matrice bituminosa. Questo reticolo è fatto da **domini polistirenici** (rigidi) legati tra loro da **gruppi butadienici** (elastici). Durante la modifica le catene butadieniche assorbono la parte oleosa del bitume, con conseguente aumento di volume. Al diminuire della temperatura le catene polimeriche tendono poi a costituire il reticolo di cui prima, che modifica il bitume rendendolo sempre più elastico. Affinché i risultati siano significativi, occorre raggiungere un **grado di modifica** pari al 3-6% in peso di polimero su bitume.

I vantaggi di questo tipo di bitume sono l'aumento di rigidità ed elasticità alle alte temperature, ma anche il fenomeno opposto alle basse temperature, che migliora la durata a fatica, la resistenza alle deformazioni permanenti e alle rotture di origine termica. Inoltre, aderisce meglio agli aggregati e resiste meglio all'invecchiamento. Lo svantaggio è che l'aumento di viscosità dovuto al polimero rende il bitume meno lavorabile.

Nel **bitume modificato con EVA (Ethylene-Vinyl-Acetate)** si crea un reticolo cristallino nel plastomero che forma una sorta di armatura che tende a irrigidire il bitume, ma non a elasticizzarlo.



Se si riportano su un diagramma semilogaritmico le temperature e le penetrazioni, si potranno individuare subito due punti. Il primo è quello che si ricava immediatamente dalla prova di penetrazione, dove la temperatura è nota e la penetrazione è quella misurata. Il secondo invece si ricava dalla prova di palla e anello, ma misuriamo solo la temperatura, in quanto il valore di penetrazione di 800 dmm è stato ottenuto sperimentalmente e fissato come standard. La retta che passa per questi due punti ha una pendenza α che da un'idea della suscettibilità termica del bitume. Più la pendenza è elevata, più il bitume è suscettibile. Tale pendenza, date due temperature e i rispettivi valori di penetrazione, si calcola come:

$$\alpha = \frac{\log p_{T_1} - \log p_{T_2}}{T_1 - T_2}$$

Nota questa pendenza, IP si può calcolare anche con un'altra formula:

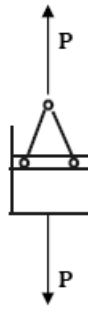
$$IP = \frac{20 - 500\alpha}{50\alpha + 1}$$

Le condizioni migliori si hanno quando IP è vicino allo 0, tipicamente compreso tra -1 e +1.

Quando abbiamo descritto la prova di penetrazione s'è detto che il bitume viene classificato come 50/70 se il valore della penetrazione è compreso tra 50 e 70 dmm. In realtà la classificazione è più complessa, e richiede anche di tener conto delle altre prove. Ciò era regolamentato dal **sistema di classificazione empirico** del CNR, ma essendo superato ora si usano delle specifiche diverse. Non tutti i requisiti richiesti si verificano con le 4 prove che abbiamo esaminato. Alcuni, inoltre, servono a verificare che ciò che si sta esaminando possa essere considerato un bitume, altri invece ne verificano le caratteristiche. Questa classificazione ha il vantaggio di essere ormai consolidata e attendibile per i materiali tradizionali, oltre che rapida ed economica, ma ha il difetto di basarsi comunque su prove empiriche, di essere prescrittiva piuttosto che prestazionale, e soprattutto di essere inadeguata per i materiali innovativi.

La **reologia** studia i fenomeni connessi al flusso e alla deformazione di materiali complessi, che non obbediscono a leggi semplici di comportamento, come i materiali visco-elastici. Il bitume può essere considerato uno di questi, anche se in realtà ci sono anche delle componenti plastiche.

Il caso diametralmente opposto è rappresentato da un **fluido ideale che obbedisce alla legge di viscosità lineare**, e si può rappresentare con il modello dello **smorzatore viscoso di Newton**.



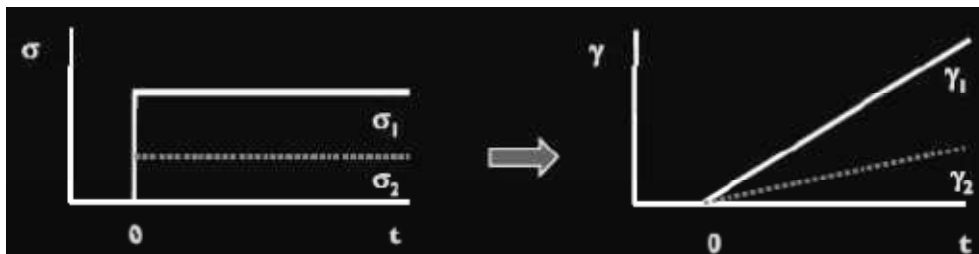
Con tale modello si mettono in relazione la forza e, invece dello spostamento, la velocità di spostamento, che risultano proporzionali. Quindi, possiamo dire che la tensione è proporzionale al gradiente di deformazione (cioè la velocità con cui essa varia).

$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$$

Dove η è la **viscosità** del fluido, che può a sua volta variare con la temperatura, come descritto dalla **legge di Arrhenius**:

$$\eta = A \cdot e^{-\frac{B}{T}}$$

Come risponde un fluido ideale? Al momento dell'applicazione del carico avrà una certa viscosità, e man mano che passa il tempo la deformazione aumenta a velocità costante. Se rimuovo il carico la velocità di deformazione si annullerà, e quindi la deformazione resterà costante. Ciò vuol dire che la deformazione, a differenza del solido elastico lineare, è irreversibile.



Non tutti i materiali hanno una viscosità costante.

I materiali newtoniani sono così, in quanto il rapporto tra la tensione tangenziale e il gradiente di deformazione segue una legge lineare:

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}}$$

Altri materiali hanno comportamenti diversi, detti **shear thickening (ispessimento)** e **shear thinning (assottigliamento)**. Nel primo caso la viscosità ha un andamento crescente, nel secondo è decrescente. Ciò si può vedere dal diagramma in figura:

$$\frac{d\gamma}{dt} = \frac{1}{G} \cdot \frac{d\tau}{dt} + \frac{\tau}{\eta}$$

$$\gamma(t) = \left(\frac{1}{G} + \frac{t}{\eta} \right) \cdot \tau$$

Si nota che quest'equazione dipende sia dalla costante η dello smorzatore che da quella G della molla.

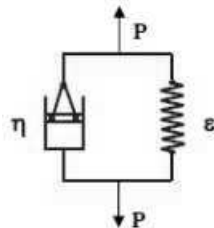


Nel **modello di Kelvin-Voigt** il ragionamento è analogo, però le tensioni si ripartiscono tra i due elementi. Inoltre, per la congruenza entrambi dovranno allungarsi (o accorciarsi) della stessa quantità. Si ottiene così l'equazione del modello:

$$\tau = G \cdot \gamma + \eta \cdot \frac{d\gamma}{dt}$$

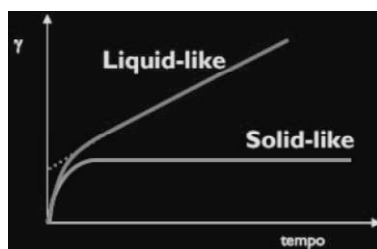
$$\gamma(t) = \gamma_0 \cdot \left[1 - e^{\left(-\frac{t}{\lambda}\right)} \right]$$

Dove λ è dato dal rapporto tra η e G , ed è detto **tempo di rilassamento**.

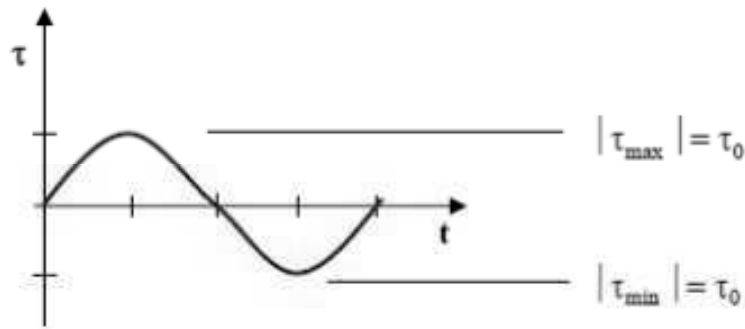


Questi due modelli permettono di individuare due comportamenti limite:

- Un comportamento **liquid-like**, in cui il materiale raggiunge (o tende a) condizioni di flusso, e la molla continua a deformarsi finché lo smorzatore non fluisce;
- Un comportamento **solid-like**, in cui il flusso a tempo infinito verrà sempre frenato dalla deformazione che può essere portata dalla molla.

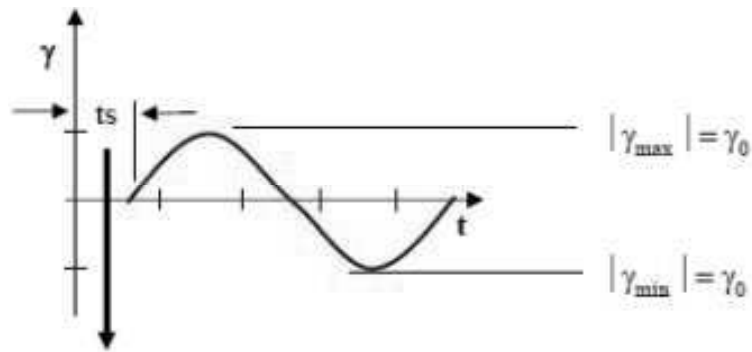


$$\tau(t) = \tau_0 \cdot \sin(\omega t)$$



La risposta del materiale visco-elastico sarà, nel caso più generale possibile, anch'essa sinusoidale, e caratterizzata dalla stessa pulsazione e un'ampiezza che dipende dal materiale. Sarà, però, sfasata nel tempo rispetto alla forzante.

$$\gamma(t) = \gamma_0 \cdot \sin(\omega t - \delta)$$



Lo sfasamento δ è detto **angolo di fase**.

Definiamo il **modulo complesso G^*** , che si chiama così perché si può esprimere con i numeri complessi:

$$G^* = \frac{\tau_0}{\gamma_0}$$

È un rapporto tra due numeri, non tra due funzioni, e descrive la rigidità del materiale in prove di regime oscillatorio.

Per capire il modulo complesso immaginiamo di sottoporre a questo tipo di carico un materiale elastico. Siccome la risposta di tale materiale non dipende dal tempo, e siccome le deformazioni vengono completamente restituite, il diagramma di tale risposta sarebbe simile a quello della forzante, a meno di un fattore di scala (i punti di nullo coincidono, così come quelli di massimo e minimo, al più possono cambiare i valori). In pratica, risulta un angolo di fase nullo. Se invece facciamo la stessa cosa con un materiale perfettamente viscoso, ne risulterebbe uno sfasamento massimo, pari a 90° .

In conclusione, G^* è una grandezza che traduce la rigidità del materiale visco-elastico, mentre δ descrive il grado di non elasticità.

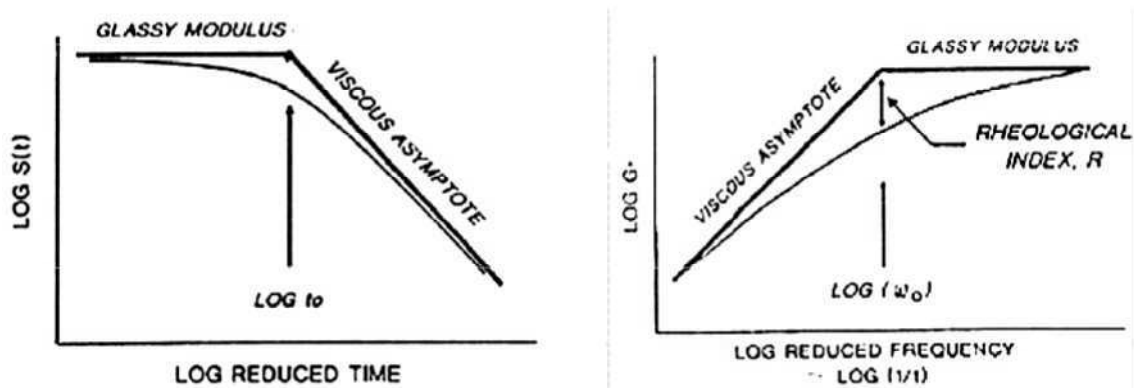
consideriamo la temperatura al posto della pulsazione, facendo però attenzione al fatto che gli effetti dovuti a un incremento di pulsazione sono gli stessi dovuti a una riduzione di temperatura.

$$T \uparrow \Rightarrow \gamma_0 \uparrow \Rightarrow G^* \downarrow \Rightarrow \delta \uparrow$$

$$T \downarrow \Rightarrow \gamma_0 \downarrow \Rightarrow G^* \uparrow \Rightarrow \delta \downarrow$$

Ricordiamo che G^* e δ dipendono dal tempo.

Se si eseguissero un gran numero di prove sul bitume in entrambi i regimi, e in un ampio campo di frequenze e tempi di carico, si avrebbero delle curve di risposta come queste, che si chiamano **curve maestre**:



Modulo complesso e rigidezza hanno un andamento speculare. Infatti, al crescere del tempo la rigidezza cala, mentre al crescere della frequenza il modulo complesso sale.

Gli andamenti sono compresi tra due asintoti:

- Un asintoto orizzontale associabile a un **modulo vetroso** a cui il materiale tende per frequenze grandi e tempi piccoli, in modo da non dar tempo al materiale di sviluppare deformazioni. Questo modulo è circa lo stesso per tutti i bitumi, e vale 1 GPa per moduli tangenziali e 3 GPa per moduli normali;
- Un **asintoto viscoso**, cui il materiale tende al crescere del tempo e al ridursi della frequenza, e inclinato di 45°.

Il punto di intersezione dei due asintoti determina il **tempo di cross-over t_c** per le prove in regime continuo e la **frequenza di cross-over ω_c** in regime oscillatorio. Questi rappresentano dei punti di transizione tra comportamento prevalentemente elastico e prevalentemente viscoso.

L'**indice reologico R** è la differenza, in scala logaritmica, tra il valore del modulo vetroso e quello della rigidezza.

All'inizio s'è detto che si possono ottenere queste curve se si eseguono moltissime prove con un amplissimo campo di tempi e frequenze di carico, ma ciò non è tecnicamente possibile. Si fa quindi ricorso al **principio di equivalenza tempo-temperatura**.

Se effettuo delle prove a temperatura differente, otterrò diverse curve di risposta all'interno di una certa finestra di risposta.

$$G^*(\omega) = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]^{-\frac{R}{\log 2}}$$

I parametri G_g , ω_c ed R sono riferiti a una data temperatura. Se essa varia, i parametri variano, quindi variano anche forma e posizione della curva maestra. In realtà è solo la posizione a variare, perché il modulo vetroso G_g e l'indice reologico R non cambiano con la temperatura, per cui la curva si limita a traslare a destra o a sinistra.

Se si riduce la temperatura si riduce anche la frequenza di cross-over ω_c , quindi se voglio esaltare le caratteristiche visco-elastiche del materiale devo sollecitarlo con una frequenza maggiore. La frequenza di cross-over è un parametro legato alla **durezza**.

Il modulo vetroso G_g è invece legato alla struttura degli atomi di carbonio.

Se riduco l'indice reologico R avrò un salto più repentino dal comportamento elastico a quello viscoso e viceversa. Ciò si verifica quando nel materiale c'è un'alta diversificazione delle molecole, quindi R può aiutare a valutare ciò.

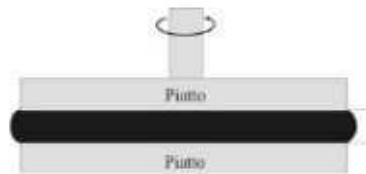
Le **attrezzature di prova** per eseguire le misure reologiche sui bitumi applicano delle **sollecitazioni di taglio**, in particolare tramite **torsione**.

Ci sono due geometrie.

- **Sistema piatto-piatto.** Costituito da due piatti di raggio R tra cui c'è un gap di spessore h costante in cui viene inserito il bitume. I piatti vengono poi fatti ruotare in versi opposti, tramite un momento torcente M , per applicare le sollecitazioni di taglio τ . La risposta del materiale, in seguito a una rotazione φ in un punto distante r dal centro, sarà esprimibile tramite le relazioni:

$$\tau = \frac{2M}{\pi R^3}$$

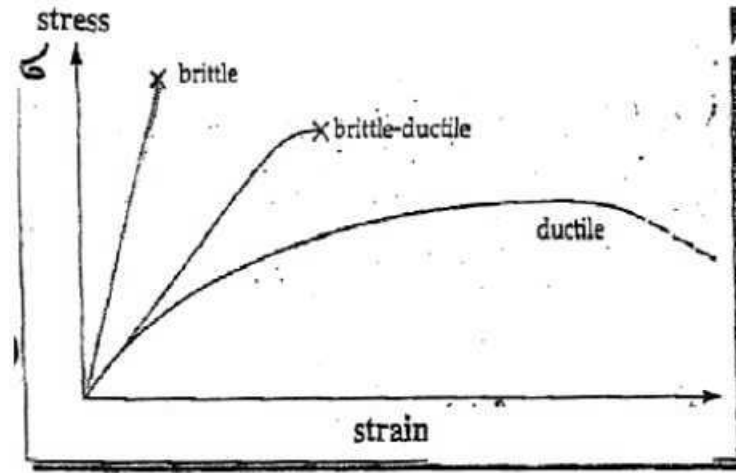
$$\gamma = \frac{\varphi r}{h}$$



- **Sistema piatto-cono.** Differisce dal precedente perché sopra c'è un cono con un angolo di apertura $\theta = 4^\circ$, quindi lo spessore del campione sarà variabile. Si ha:

$$\tau = \frac{3M}{2\pi R^3}$$

$$\gamma = \frac{\varphi R}{h} = \frac{\varphi R}{R \tan \theta} = \frac{\varphi}{\tan \theta} \cong \frac{\varphi}{\theta}$$



Il bitume è sottoposto a **invecchiamento**, ossia un'alterazione delle caratteristiche meccaniche dovuta alle alte temperature. Il bitume vergine, che viene testato in laboratorio, è diverso da quello che viene usato nelle lavorazioni stradali.

Si distinguono due tipi di invecchiamento:

- **A breve termine.** È dovuto alle fasi di miscelazione, trasporto e messa in opera, tutte operazioni che avvengono ad alte temperature. I processi che avvengono sono la **volatilizzazione** (perdita di volume a causa di componenti leggeri e volatili che vengono perduti), l'**ossidazione** (aumento di volume dovuto all'ossigeno, visto che si lavora all'aria aperta) e la **polimerizzazione** (le molecole del bitume si uniscono e la struttura ne risulta modificata);
- **A lungo termine.** È dovuto a ciò che avviene durante la fase di esercizio dell'opera, ed è dovuto a fenomeni di **ossidazione** e **polimerizzazione**, favoriti dall'irraggiamento solare.

In generale, l'invecchiamento incrementa la rigidità e la fragilità del bitume, e anche lievemente l'elasticità.

Per studiare questi fenomeni, servono apposite prove di laboratorio.

Il **Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT)** permette di simulare l'invecchiamento a breve termine, infatti si svolge a una temperatura di 163 °C (simile a quella a cui avvengono i processi di invecchiamento a breve termine) per una durata di 80 minuti. La prova (Test) si svolge preparando dei bicchierini di bitume, ovviamente di caratteristiche note, e inserendoli in una ruota che a sua volta si trova all'interno di un forno (Oven). Nella parte inferiore di questo forno c'è un ugello che immette aria ad alta pressione, e la ruota gira (Rolling) in modo tale che quest'aria possa investire tutti i provini, ossidandoli. Con l'ossidazione si forma una pellicola sottile (Thin Film) intorno ai provini. Ne risulta, in tempi molto brevi, un bitume simile a quello che si ha alla fine della messa in opera, cioè invecchiato a breve termine.

Con il **Pressure Aging Vessel (PAV)** si simula, invece, l'invecchiamento a lungo termine. La prova si esegue su dei provini già trattati al RTFOT, e l'effetto è quello di invecchiare il bitume di 7-10 anni in 20 ore. I provini vengono inseriti in dei piattini facenti parte di un telaio, che viene

PERFORMANCE GRADE	PG 46-			PG 52-						PG 58-					PG 64-									
	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40	10	16	22	28	34	40			
Average 7-day Maximum Pavement Design Temperature, °C	<46			<52						<58					<64									
Minimum Pavement Design Temperature, °C	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40			
ORIGINAL BINDER																								
Flash Point Temp, T48: Minimum °C	230																							
Viscosity, ASTM D4402 ³ : Maximum, 3 Pa·s, Test Temp, °C	135																							
Dynamic Shear, TP5 ² : G*/sinδ, Minimum, 1.00 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					64									
ROLLING THIN FILM OVEN (T240) OR THIN FILM OVEN RESIDUE (T179)																								
Mass Loss, Maximum, percent	1.00																							
Dynamic Shear, TP5: G*/sinδ, Minimum, 2.20 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					64									
PRESSURE AGING VESSEL (PAV) RESIDUE (PP1)																								
PAV Aging Temperature, °C ⁴	90						90						100						100					
Dynamic Shear, TP5: G*/sinδ, Maximum, 5000 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16			
Physical Hardening ⁵	Report																							
Creep Stiffness, TP1: ⁷ S, Maximum, 300 MPa, m - value, Minimum, 0.300 Test Temp @ 60s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30			
Direct Tension, TP3: ⁸ Failure Strain, Minimum, 1.0% Test Temp @ 1.0 mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30			

Sul **bitume vergine** occorre eseguire delle verifiche sul **punto di infiammabilità**, che per ragioni di sicurezza dev'essere almeno di 230 °C, e sulla **viscosità**, che per ragioni di lavorabilità non deve superare il valore di 3 Pa·s alla temperatura di 135 °C. Questo requisito si verifica con il **viscosimetro Brookfield**, dotato di un rotore che viene immerso nel bitume e al quale viene imposto un certo gradiente di deformazione:

$$\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt}$$

Si misura quindi il momento torcente da applicare per garantire tale gradiente. In termini di tensioni che si generano, la relazione che si trova è:

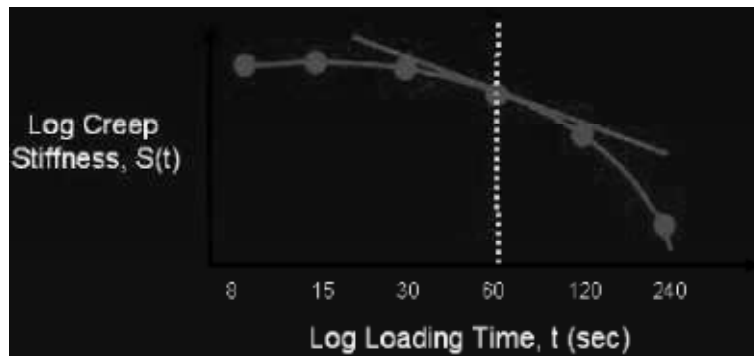
$$\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$$

Come si è detto, un sistema di classificazione prestazionale deve tener conto delle varie tipologie di degrado che si possono avere. Il SUPERPAVE è così, quindi occorrerà verificare determinate specifiche tecniche riguardo **ormaiamento**, **rottura per fatica** e **rottura di origine termica**.

L'**ormaiamento** si verifica a causa delle **alte temperature** e dei **veicoli lenti**, che determinano basse frequenze di carico. Il parametro da verificare per ritenere che un bitume possa resistere in maniera adeguata all'ormaiamento, con un adeguato grado di rigidità ed elasticità, è:

$$\frac{G^*}{\sin \delta}$$

Se si diagramma la rigidezza in funzione del tempo, in scala logaritmica, si ottiene una curva del genere:



Il parametro m non è altro che la pendenza della curva in un dato punto, e rappresenta il grado di elasticità del materiale a un dato tempo.

$$m = \left| \frac{d \log S}{d \log t} \right|$$

Per valutare $S(t)$ ed m si ricorre a una prova al BBR della durata di 60 secondi, condotta a una temperatura pari alla temperatura minima di progetto incrementata di 10 °C. Si considera tale incremento per poter ridurre il tempo di carico da 2 ore a 60 secondi, e ciò è lecito grazie al principio di equivalenza tempo-temperatura.

I limiti che vengono imposti per i due parametri sono:

- Un valore massimo di S_{60} pari a 300 MPa;
- Un valore minimo di m_{60} pari a 0,3.

Tali valori vanno verificati sul **bitume invecchiato al PAV (lungo termine)**, che è più rigido e quindi rappresenta le condizioni più gravose.

Notiamo che il parametro m è simile all'angolo di fase δ . Infatti, per $m = 0$ il materiale è perfettamente elastico (la pendenza è nulla, la curva è in quel punto orizzontale è la rigidezza è costante), mentre per $m = 1$ il materiale è perfettamente viscoso.

A volte può essere necessario effettuare un controllo anche sulla **ductilità** del materiale per controllare la fessurazione termica. Se il valore di S_{60} supera il limite di 300 MPa, ma non quello di 600 MPa, si esegue una prova DTT alla stessa temperatura e con una velocità di deformazione di 1 mm al minuto, per verificare che il bitume possa ancora resistere a quel tipo di rottura. Si misura quindi la **deformazione a rottura**, che dev'essere almeno di 1 mm.

Se invece S_{60} risulta superiore di 600 MPa, vuol dire che s'è definita una temperatura minima errata, e bisogna ridefinire il PG.

Infine, vediamo il **nomogramma di Van Der Poel**, che permette di stimare la rigidezza a partire da grandezze empiriche. Per usare il monogramma occorre conoscere:

- Il **tempo** o la **frequenza** di carico;

CDSFA #13

Sovrastrutture stradali e aeroportuali

Emulsioni bituminose e bitume schiumato

Le **emulsioni bituminose** sono un particolare tipo di legante, in cui il bitume è disperso in acqua. La particolarità di questi materiali è che possono essere lavorati a temperature molto più prossime a quella ambiente (40-45 °C), e per questo vengono chiamate **tecnologie a freddo**. Ne derivano vantaggi per la sicurezza, in quanto non ci sono emissioni nocive dovute all'alta temperatura, e economici. Tuttavia, le prestazioni sono in genere inferiori rispetto a quelle dei bitumi a caldo.

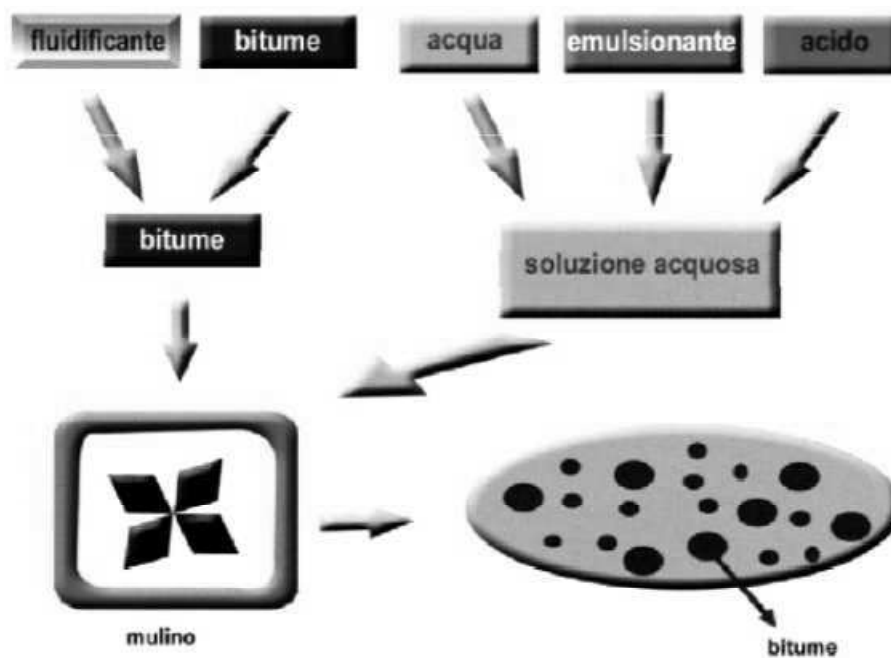
In realtà il bitume non si può emulsionare direttamente in acqua, ma occorre aggiungere un **agente emulsionante**, ossia un **componente tensioattivo** che conferisce una carica superficiale al bitume, che così può disperdersi nell'acqua.

Tali agenti possono essere **anionici** o **cationici**. In entrambi i casi, nella loro struttura si distinguono:

- Una **parte apolare**, che non reagisce con l'acqua ma è affine agli oli di cui è composto il bitume, ed è quindi detta **lipofila**;
- Una **parte polare**, che rilascia in acqua cariche positive o negative che si legano a essa, ed è quindi detta **idrofila**. Gli anionici rilasciano ioni positivi, i cationici rilasciano ioni negativi.

A volte il bitume è troppo viscoso e non si riesce a unire all'emulsionante, quindi si aggiunge un olio detto **flussante** che serve a ridurre la viscosità totale dell'emulsione.

L'**emulsione** vera e propria avviene riducendo il bitume in gocce piccolissime, che poi vengono disperse nella soluzione acquosa.



un'emulsione modificata) e una F (se c'è più del 2% di **Flussante**). Infine, c'è un numero che indica la **classe di rottura**, da 1 (più veloce) a 7 (più lenta).

Gli **usi** delle tecnologie a freddo sono:

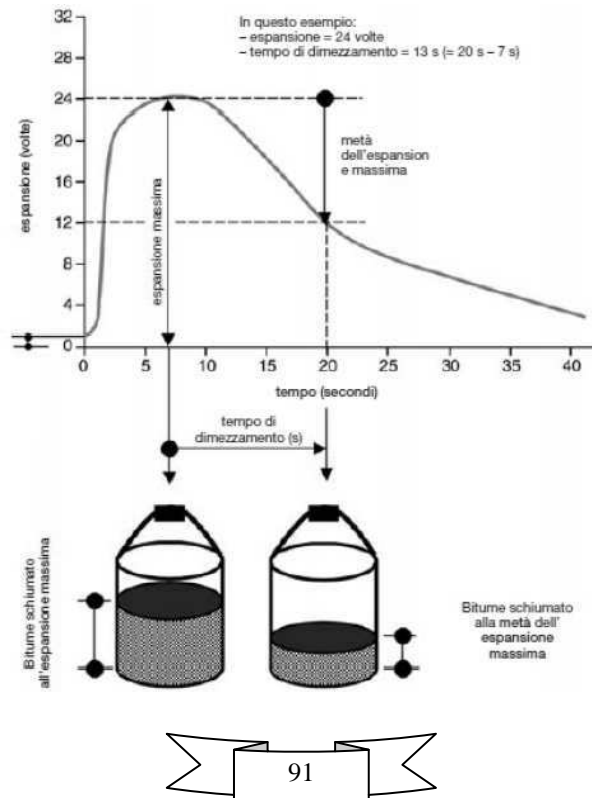
- **Mani d'attacco** o di **ancoraggio**. Servono a collegare meglio tra loro i vari strati della pavimentazione;
- **Trattamenti superficiali**. Per ripristinare la macrotestitura superficiale di uno strato ancora buono;
- **Micro-tappeti a freddo (slurry seal)**. Stessa funzione dei trattamenti superficiali. Da notare che questi processi non hanno funzione strutturale;
- **Riciclaggio a freddo di conglomerati fresati**. Si riutilizzano dei materiali per formare una nuova emulsione.

Il **bitume schiumato** è ottenuto miscelando il bitume a elevata temperatura con aria e acqua fredda in una camera di espansione. Ne risulta una schiuma di materiale a temperatura più bassa. Questo tipo di materiale è usato solo per gli interventi di riciclaggio a freddo, direttamente in sito.

Il bitume schiumato è caratterizzato, inoltre, da due proprietà fondamentali:

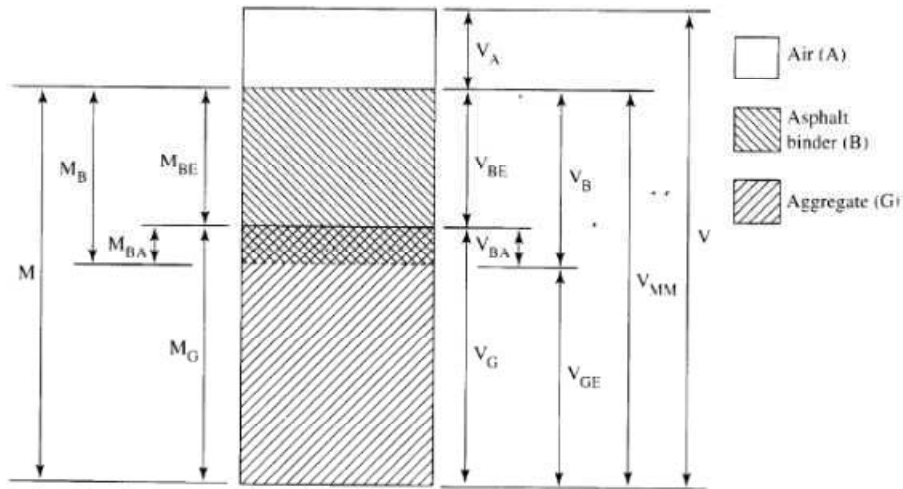
- **Rapporto di espansione**. Serve a valutare la viscosità della schiuma, ed è dato dal rapporto tra il volume massimo della schiuma e il volume originale del bitume. Più è alto, più il bitume è idoneo a essere schiumato;
- **Tempo di dimezzamento**. Serve a valutare la stabilità della schiuma, ed è dato dal tempo (in secondi) durante il quale il volume massimo si dimezza.

Queste due grandezze si misurano con un secchio graduato in cui viene inserita una quantità "unitaria" di bitume alla temperatura di 160 °C. Il bitume viene poi fatto schiumare, e si registrano l'espansione massima, la metà di tale valore e il tempo impiegato dalla schiuma per passare dal primo al secondo valore.



il secondo fornisce un contributo all'adesione dei granuli. Non conviene usare aggregati troppo porosi, perché aumenta la quantità di bitume assorbito, che viene praticamente **perso**.

Definiamo ora alcune grandezze volumetriche.



- **Massa volumica MV.** Rapporto tra la massa totale M e il volume totale V . Come massa totale va considerata quella dei granuli M_G e quella del bitume M_B (l'aria è considerata priva di peso), mentre come volume va considerato quello dei granuli V_G , quello dell'aria V_A e quello del bitume effettivo V_{BE} . Il volume del bitume assorbito V_{BA} si ignora perché è inglobato in quello dei granuli.

$$MV = \frac{M}{V} = \frac{M_G + M_B}{V_G + V_{BE} + V_A}$$

- **Volume dei vuoti v.** Rapporto tra il volume dell'aria e il volume totale.

$$v = 100 \cdot \frac{V_A}{V}$$

- **Voids in Mineral Aggregates (VMA).** Rapporto tra il volume non occupato dagli aggregati e il volume totale.

$$VMA = 100 \cdot \frac{V_A + V_{BE}}{V}$$

- **Voids Filled with Asphalt (VFA).** Rapporto tra il volume di bitume effettivo e il volume non occupato dagli aggregati.

$$VFA = 100 \cdot \frac{V_{BE}}{V_A + V_{BE}}$$

- **Massima massa volumica teorica MMVT.** Massa volumica che si avrebbe se fosse possibile riempire di bitume tutti i vuoti d'aria.

$$MMVT = \frac{M_G + M_B}{V_G + V_{BE}}$$

Le proprietà meccaniche dipendono da quelle volumetriche, che a loro volta dipendono dalla **compattazione**. Questa è influenzata, oltre che dalle proprietà della miscela, dalla temperatura, dallo spessore dello strato e dai mezzi d'opera. Da una buona compactazione deriva una buona **lavorabilità**, che è intrinseca della miscela, e che va studiata in laboratorio. Vedremo la **tecnica di costipamento Marshall** e la **tecnica di compactazione con pressa giratoria**.

La tecnica Marshall, molto diffusa in passato, utilizza un **compactatore Marshall**, che è un maglio di peso e dimensioni noti, che viene fatto cadere su un campione cilindrico di conglomerato di dimensioni standardizzate per un certo numero di volte da un'altezza predefinita. Si possono applicare 50 o 75 colpi a seconda della procedura, dopo averli applicati su una faccia si capovolge il campione e si ripete sull'altra. Il difetto di questa prova è che la compactazione avviene tramite un'azione completamente diversa da quella dei rulli che agiscono realmente in cantiere, quindi non è simulativa. Inoltre, fornisce informazioni solo sulla compactazione finale, e non sul suo evolversi.

La **pressa giratoria** è più innovativa, infatti permette di risolvere i due problemi del compactatore Marshall. Si preparano dei provini cilindrici in fustelle di dati diametri, e si pongono in una **camera di compactazione**, dove vengono compactati da una pressa e fatti ruotare. La pressa, però, non è perfettamente in asse con il provino, ma è inclinata di 1,25°. In tal modo l'azione trasmessa dalla pressa simula il **peso proprio dei rulli**, mentre le forze di taglio che si generano con l'inclinazione simulano la **rotazione dei rulli**.

È ancora più notevole che la pressa è dotata di un sistema di acquisizione che può monitorare come varia l'altezza del provino col numero di giri. Ovviamente l'altezza diminuirà durante la prova, mentre MV aumenterà. Conoscendo anche MMVT, che è una proprietà intrinseca della miscela, si può calcolare v , il cui complemento a 100 costituisce il **grado di compactazione C**:

$$C = 100 \cdot (1 - v)$$

Se rappresentiamo su un piano semilogaritmico l'evolversi della prova, ricaveremo un andamento quasi lineare.

