



**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO: 1881A -

ANNO: 2016

# **A P P U N T I**

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Costruzione di strade, ferrovie e aeroporti - Prof. Santagata

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.**

## CONCETTI GENERALI

### Norme tecniche di capitolato

1. Questo si lega al capitolato speciale d'appalto:

è una parte del progetto esecutivo che definisce le norme tecniche da osservare nell'esecuzione dei lavori, cioè come l'impresa deve eseguire i lavori.  
Questo elaborato lega il progetto dell'opera alla sua esecuzione.

2. La norma di riferimento è il Decreto Legislativo sul Codice dei Contratti Pubblici che ingloba le leggi sui lavori pubblici e recepisce le direttive europee.

3. In generale, le norme tecniche si dividono in 4 parti

→ descrizione dei lavori e aspetti contrattuali

→ NORME TECNICHE DI ESECUZIONE

→ NORME DI MISURAZIONE: occorre verificare anche le quantità messe in opera (x la burocrazia e anche la contabilità)

→ elenco dei prezzi: è importante perché ogni lavorazione ha un prezzo e a volte si riporta anche come si è giunti a un dato prezzo.  
Esso ha anche l'analisi dei prezzi poiché, se occorrono lavorazioni non previste, si riduce l'iter e si traggono subito i nuovi prezzi.

↓  
aspetti economico-finanziari si intersecano con  
aspetti tecnici

4. Norme tecniche d'esecuzione:

esse si organizzano in 3 blocchi successivi da eseguire

I CARATTERIZZAZIONE E QUALIFICAZIONE DEI MATERIALI COMPONENTI in relazione alla destinazione d'uso (prescrizione legata alla funzione), cioè si dimostra che essi hanno requisiti compatibili con i desiderata del progettista.

II INDICAZIONI SULLA COSTRUZIONE E SULLA MESSA IN OPERA DEI MATERIALI:

il progettista indica via norma come vanno fatte le azioni e guida l'impresa

III PRESCRIZIONI SUI CONTROLLI IN CORSO D'OPERA E SUL MANUFATTO FINITO.

In genere, si dà peso sulla qualificazione del materiale, sul controllo e modalità di costruzione, ci si affida di più all'impresa, ma c'è anche controllo diretto dei lavori. I controlli, invece, spesso sono poco fatti perché richiedono tempo (rallentano i lavori) e denaro.

↪ in genere le prove sono pagate dall'impresa e rimborsate

+  
è molto importante esplicitare la quota riservata ai controlli.

## Sistemi di controllo della qualità

1 Ogni costruzione è mirata a realizzare un manufatto di alta qualità, attraverso la scelta e l'attenzione x materiali e lavorazioni.

### 2 Qualità (ISO 9000):

essa è la capacità di un insieme di caratteristiche relative a un prodotto, un sistema o un processo di attemperare a dei prefissati requisiti nei confronti di clienti o parti interessate.

↓  
la qualità esiste solo quando si fissa un requisito (non è intrinseca)

Cos'è però un requisito:

esso è un insieme adeguato di specifiche tecniche e bisogna garantire il loro rispetto durante la costruzione.

Quando si definisce un sistema di qualità, ci si chiede

→ quali requisiti si richiedono?

Questo equivale a definire il metodo di caratterizzazione, a seconda dell'elemento realizzato.

→ come si richiedono dati requisiti?

Bisogna definire le modalità e le prove con cui si realizzano i requisiti e cioè forma il regime di qualificazione.

→ come si verifica la rispondenza?

Qui bisogna definire dei criteri di accettazione x dire se il processo soddisfa i requisiti.

### 3 Controllo della qualità:

essa si articola in 2 passi distinti

→ quality control (QC):

riguarda l'insieme delle attività tecniche x misurare e verificare la qualità di un dato prodotto o lavorazione.

Questo è in genere a carico di chi produce, cioè è un'attività INTERNA all'azienda da parte del produttore, che è il primo beneficiario (poiché consente l'inter. vendita).

Esso richiede

→ controlli regolari e attendibili x verificare le caratteristiche di un prodotto

→ identificare l'insorgenza di eventuali problemi e le cause

↓  
bisogna verificare che non cambino le condizioni e la qualità sia la stessa (più importante)

Per gestire la variabilità, si usano gli strumenti della STATISTICA e il CAMPIONAMENTO CASUALE

è importante x indagare su una caratteristica della popolazione:

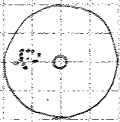
data la popolazione, x avere informazioni occorre scegliere gli elementi in modo del tutto casuale. In questo modo, si può estendere ogni caratteristica all'intera popolazione.

Inoltre, nelle misure si parla di

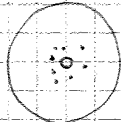
→ precisione: è la variabilità della misura ripetuta in condizioni controllate (vicinanza)

→ accuratezza: è la conformità del risultato rispetto al valore effettivo

↳ significato diverso da quello comune



alta precisione (vicini)  
bassa accuratezza  
(lontano dal risultato)



accurato  
ma non preciso

### 5 Misure statistiche

→ media

$$M = \frac{1}{n} \sum x_i$$

→ mediana: è il VALORE CENTRALE della popolazione, che è superato e non dal 50% della popolazione.

Operativamente, spesso conviene osservare la mediana, che coincide con la media nel caso di distribuzioni simmetriche.

→ intervallo di variazione: è la differenza tra valore minimo e massimo di tutti i dati sperimentali

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

→ varianza: misura la dispersione dei dati ed è molto importante x valutare la qualità

$$s^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1}$$

→ coefficiente di variazione: definisce il grado di variabilità e la dispersione in termini puri relativi (x capire se la deviazione standard è grande o piccola)

$$CV = \frac{s}{\bar{x}}$$

$CV < 2\% \Rightarrow$  misura con variabilità molto bassa

$CV > 20\% \Rightarrow$  misura con variabilità molto alta

## 7 Carte di controllo:

sono un elemento importante x gestire la qualità delle ~~osser~~ operazioni e sono carte utilizzate da chi gestisce il processo produttivo per verificare il corretto funzionamento di un processo.

Esse servono a IDENTIFICARE L'INSORGENZA DI PROBLEMA ed evidenziare anomalie, non a correggerle.

## Richiami sulle terre

1 Le terre hanno più origini e in genere sono il prodotto della decomposizione e portate da azioni fisiche, chimiche, organiche e meccaniche.

I terreni possono essere descritti con un sistema trifasico con

→ PARTE SOLIDA = particelle

→ PARTE LIQUIDA

→ PARTE GASSOSA

Questo si rappresenta mediante il diagramma delle fasi, cioè un istogramma a 1 colonna a cui si associano 2 scale una di volume e una di massa ( $m_{aria} = 0$ ).  
Esso è un importante riferimento: x la costruzione, dove si ragiona sulle masse (x semplicità di misura).  
Nelle terre il diagramma è semplice perché non c'è compenetrazione di fasi.

2 Per descrivere le caratteristiche fisiche di un terreno, esistono delle grandezze

→ contenuto d'acqua

$$w = \frac{m_w}{m_g} \cdot 100 = \frac{m - m_g}{m_g} \cdot 100 \quad \rightarrow w = 5\% \Rightarrow 5\% \text{ acqua e } 100\% \text{ secca}$$

→ peso specifico dei granuli

$$\gamma_g = \frac{m_g}{V_g}$$

→ peso specifico apparente (indipendente dalla composizione)

$$\gamma = \frac{m}{V}$$

→ densità del secco

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

→ percentuale in volume dei pori (liberi o con acqua), rispetto a

→ VOLUME DEI GRANULI

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

→ VOLUME TOTALE

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

L'acqua, oltre a causare problemi rilevati, manifesta il problema del quando congela, l'acqua aumenta di volume del 9% e, in condizioni di volume vincolato, ciò genera spinte e pressioni che possono determinare danneggiamenti.  
Inoltre, nei rilevati non c'è un unico volume, ma c'è un sistema più o meno continuo ed è più complicato (non un unico volume isolato)

Così nascono delle lenti di ghiaccio con conseguente

→ RIGONFIAMENTO

→ allo scioglimento primaverile, il volume si riduce e si crea una SACCA D'ACQUA → RIDUZIONE DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE

Perché accade ciò, si nota che occorrono

→ GRANULOMETRIA DEL TERRENO:

le lenti nascono in corrispondenza di un piano alla profondità di penetrazione del gelo. Però, quando nasce il nucleo congelato, si sviluppano forze secondarie che richiamiamo x capillarità l'acqua non congelata, che accresce così il ghiaccio.

⇒ è però necessaria una certa granulometria, perché la permeabilità deve essere adeguata x consentire la migrazione e non eccessiva x evitare che dominino le forze di massa che tendono a drenare.

→ POSIZIONE DELLA FAUDA

→ CONDIZIONI CLIMATICHE:

i corpi stradali interdiscano con l'ambiente e subiscono cicli di temperatura fino a una certa profondità (profondità di penetrazione)

Così i fattori salustanti sono →  $T < 0^{\circ}\text{C}$  x tempi sufficientemente lunghi

→ disponibilità di acqua in tensione (x capillarità)

→ terreni con adeguata permeabilità



→ sensibilità

In questo caso, si fa riferimento ai cosiddetti limiti di Atterberg.

Considerando il diagramma di stato, con ascissa data dal contenuto d'acqua, questo è riferito alla frazione fine, cioè al passante a 0,6 mm.

All'inizio c'è molta acqua e il materiale fluisce ⇒ STATO LIQUIDO

Riducendo  $w$ , ad un certo punto la terra tende a essere modellabile, cioè assume una forma sotto sollecitazione perché l'interazione acqua-particelle è tale da garantire coesione ⇒ STATO PLASTICO

Poi, a un certo punto, c'è variazione di volume e lo stato è consistente ⇒ STATO SEMI SOLIDO

Infine, non avviene più variazione di volume perché si sta essiccando un materiale dove le particelle sono già a contatto ⇒ STATO SOLIDO

La transizione è graduale ma, dal punto di vista pratico, si individuano delle soglie dove si definisce un passaggio di stato a cui si associa un certo contenuto d'acqua.

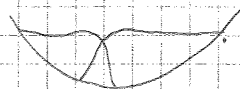
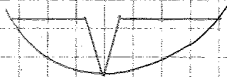
→ limite liquido (LL) } tra questi esiste un range di  $w$  detto indice di plasticità (IP),  
 → limite plastico (LP) } in cui il comportamento è plastico e la sua  
 → limite di ritiro (LR) } estensione influenza le proprietà meccaniche  
 IP > ⇒ più comportamento plastico

L'indice di plasticità è infatti l'indicatore della sensibilità all'acqua di un terreno e un terreno plastico (IP alto) è molto sensibile all'acqua.

↳ ciò non vale x terreni a grana grossa

Dal punto di vista sperimentale, x valutare l'IP si definiscono i limiti sul passante al setaccio 0,6 mm

→ limite liquido



Il campione è dapprima essiccato e disgregato, x evitare agglomerazioni.

Poi lo si bagna x omogeneizzarlo e lo si pone nel cucchiaino di Casagrande:

esso è una ciotola di rame vincolata su un suo bordo e che ruota attorno a una cerniera. Attraverso una manovella, tale ciotola è battuta continuamente contro una base in legno.

All'inizio della prova, si riempie la ciotola nella parte bassa e si esegue un taglio nel terreno con un utensile.

Poi si batte e il taglio tende a richiudersi. Quando si chiude, si ~~conta~~ registra il numero di colpi e a questo valore si associa il contenuto d'acqua del campione, x avere la coppia

( $n; w$ )

→ limite plastico:

esso è il contenuto d'acqua che separa lo stato plastico dallo stato semisolido. Dunque il materiale, da modellabile, comincia a manifestare un comportamento quasi solido, che si manifesta macroscopicamente con microfessure e screpolature.

VECCHIA PROCEDURA:

si creano dei cilindretti del terreno del campione con diametro 3 mm.

Il terreno è poi fatto rotolare in un supporto assorbente fino a che si screpola. Il limite d'acqua corrispondente è il LP.

Per evitare distorsioni e mantenere lo stesso diametro, si usano due cilindri di supporto in vetro.

NUOVA PROCEDURA:

da 20 g di materiale umido si ricavano 2 subcampioni da 10 g.

Si realizzano poi delle sfere che vengono fatte rotolare fino a screpolatura. Il contenuto d'acqua corrispondente è il LP.

Operando in questo modo, le sfere sono più omogenee perché tutta la superficie risulta essere soggetta all'assorbimento.

Queste prove sono la base a definire il sistema di classificazione dei terreni:

si incasellano i terreni in poche categorie, a cui si associano certe condizioni di idoneità (non c'è descrizione completa ma con un'etichetta).

Un sistema di classificazione ha come requisiti:

→ SIGNIFICATO PRECISO DEI PARAMETRI CONSIDERATI;

devono essere facili da determinare e rilevanti in termini di prestazioni come materiale da costruzione.

→ FACILE E QUASI IMMEDIATA DETERMINAZIONE DEI RISULTATI;

→ APPLICAZIONE SEMPLICE e utilizzabile anche in cantiere.

→ PARAMETRI INDIPENDENTI DALLO STATO DEL TERRENO (semisolido o asciutto), DI SOLLECITAZIONE E CONDIZIONI AMBIENTALI.

↳ si vuole infatti classificare il materiale.

⇒ dunque i sistemi di classificazione devono distinguere terreni idonei all'uso a costruzioni stradali dai non idonei.

Il sistema di classificazione consiste in più prove.

→ analisi granulometriche:

è richiesto lo studio di tagli

n. 60  $\phi = 0,425 \text{ mm}$  → è quello su cui si studia la sensibilità del terreno.

n. 200  $\phi = 0,075 \text{ mm}$

## Costipamento

Per avere un buon terreno, non è sufficiente conoscere la classificazione e sapere se adeguato. Le terre, infatti, sono soggette a costipamento;

esso è un'azione meccanica mirata a ridurre l'indice dei vuoti.

Esercitando un'azione di taglio, le particelle cambiano orientamento e tendono ad avere più punti di contatto e a chiudere i vuoti.

La riduzione di porosità avviene tramite l'espulsione dell'aria nei pori e la migrazione dell'acqua x effetto di un gradiente idraulico (MOTO DI DRENAGGIO).

**VANTAGGI** → SI EVITANO CEDIMENTI DIFFERENZIALI IN ESERCIZIO:

se la compattazione non avviene prima, poiché il volume non è sufficientemente ridotto, il terreno subisce compattazione sotto il carico stradale a lungo andare. Si formano così cedimenti differenziali, con parti sane e cedimenti, che danno discomfort e pregiudicano la stabilità della struttura.

→ MIGLIORI PROPRIETÀ MECCANICHE:

più i grani si ingranano, più aumenta l'angolo di resistenza

→ RIDUZIONE DELL'INFLUENZA DELL'ACQUA:

con meno vuoti, c'è meno possibilità d'ingresso d'acqua nei pori e si limitano gli effetti deleteri dell'acqua sulla stabilità della struttura

## 2) FATTORI CHE INFLUENZANO IL COSTIPAMENTO

→ TIPO DI TERRENO  $A_i$ , perché ci sono diverse modalità di costipamento e sollecitazione (diversi rulli) che si adattano al terreno

→ CONTENUTO D'ACQUA

→ ENERGIA DI COSTIPAMENTO cioè l'energia usata x il costipamento (in pratica è il peso del rullo). Però non è sempre detto che un'energia maggiore dia costipamento maggiore (dipende dal terreno)

→ MODALITÀ DI COSTIPAMENTO (statico o vibrato)

→ SPESSORE DEGLI STRATI:

se lo spessore è maggiore, si compatta male perché bisogna trasferire la sollecitazione a una profondità maggiore e si risente meno dell'effetto

→ RIGIDEZZA DEL SUPPORTO:

non si compatta un mezzo infinito ma, se il supporto è rigido, lo si può ignorare. Se però è tenero, si compatta anche sotto e il risultato è diverso.

L'equazione della curva limite si ottiene dalla relazione della densità secca invertita

$$\frac{1}{\gamma_s} = \frac{V}{m_g}$$

Si scompone il volume nei vari contributi

$$\begin{aligned} \frac{1}{\gamma_s} &= \frac{V_g + V_w + V_v}{m_g} \\ &= \frac{V_g}{m_g} + \frac{V_w}{m_g} + \frac{V_v}{m_g} = \frac{1}{\gamma_g} + \frac{w}{100\gamma_w} + \frac{v}{\gamma_s} \end{aligned}$$

$\frac{1}{\gamma_g}$        $\frac{w}{100\gamma_w}$        $\frac{V_v}{V\gamma_s} = \frac{v}{\gamma_s}$        $v = \text{volume relativo dei vuoti riempiti d'aria}$

Nella condizione limite, non c'è aria nei vuoti e dunque

$$v = 0$$

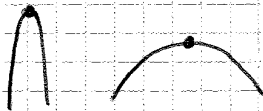
Dunque l'equazione della curva limite ha espressione

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

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

### RUOLO DELLA NATURA DEI TERRENI

Facendo prove su diversi terreni, si ottengono diverse curve



→ LIMI (contengono molta acqua):  
 si ottiene una campana un po' appuntita e ciò non va bene perché significa che piccole variazioni del contenuto d'acqua provocano grandi variazioni dell'addensamento.

⇒ grande sensibilità all'acqua

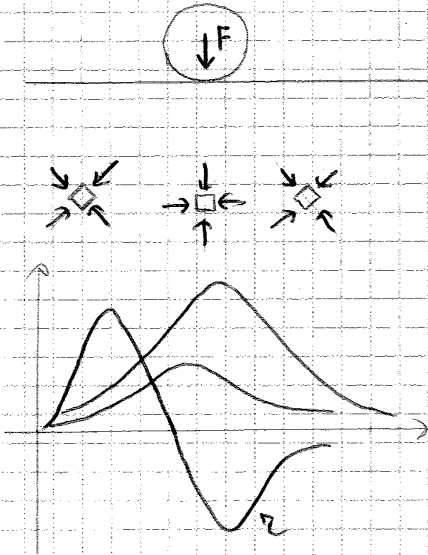
→ SABBIE GHIAIOSE:  
 la curva è piatta e dunque c'è minor sensibilità all'acqua

→ SABBIE NATURALI:  
 la curva è più in alto e dunque si possono raggiungere densità maggiori.

## Prove di resistenza meccanica

Il confinamento è importante perché è il punto di partenza x ottenere la resistenza meccanica che si vuole che il materiale abbia.

### VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA



Si consideri un elemento di terreno nella sovrastruttura.

Al passaggio del carico verticale, i piani principali ruotano. Ciò è importante perché la rotazione evidenzia come gli stati tensionali variano nel tempo in un modo periodico.

Le tensioni normali seguono un andamento gaussiano, le tensioni tangenziali cambiano di segno in corrispondenza di quando il carico è posizionato sulla verticale.

Così, tra le azioni, quella che influenza maggiormente la risposta del terreno è l'azione di taglio.

→ se si vuole comprendere il comportamento del terreno sottoposto a carichi ciclici, bisogna cercare di simulare l'azione di carico che si sviluppa e cioè le sollecitazioni.

In questo caso, il taglio passa da zero a essere importante mentre perdono importanza trazione e compressione.

Bisogna capire così il comportamento del terreno ma esso è un materiale non semplice da studiare perché:

→ ha comportamento non perfettamente elastico e dunque presenta deformazioni irreversibili con dissipazione di energia.

→ la risposta del materiale soggetto a sollecitazioni è fortemente influenzata dal confinamento laterale e dunque non si può considerare l'elemento come isolato x via delle interazioni.

→ ha risposta non lineare, cioè la rigidità è funzione delle sollecitazioni.

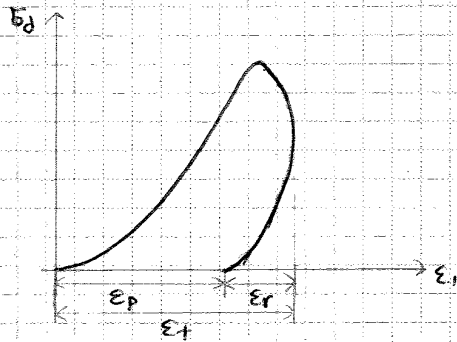
→ il terreno è un materiale complesso e bisogna trovare dei legami costitutivi x risolvere il problema in modo semplice.

Da qui si ottiene un parametro importante, cioè il modulo resiliente, che è il rapporto tra tensione deviatorica e deformazione verticale (quella prevalentemente nel provino)

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{1,r}}$$

$\epsilon_{1,r}$ : il pedice "r" indica resiliente cioè elastico

Esso è un modulo elastico (x definizione) che però è applicato a un materiale non elastico.



### CALCOLO DEL MODULO RESILIENTE

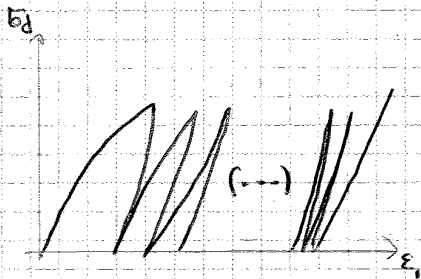
Bisogna anche il terreno si comporti in condizioni elastiche e dunque bisogna fare un processo di compressione ciclica ripetuta.

Infatti, se si schiaccia 1 volta il campione, c'è un certo andamento delle deformazioni con un recupero parziale delle deformazioni. Si definisce una deformazione totale, una deformazione resiliente recuperata e una e una deformazione plastica  $\epsilon_p$ .

Come si calcola  $\epsilon_r$ ?

Bisogna cercare di portarsi in condizioni elastiche e si sfrutta il fatto che, all'aumentare dei cicli di carico, la deformazione plastica  $\epsilon_p$  si riduce fino ad annullarsi, poiché il terreno si irrigidisce.

Così, dopo un certo numero di cicli,  $\epsilon_p$  si annulla e  $\epsilon_r$  si stabilizza a una costante e il materiale è sufficientemente rigido e la deformazione è solo più elastica.



⇒ il calcolo del modulo elastico è fatto su un materiale non elastico ma portato in condizioni simil-elastiche. Dunque, l'espressione ha senso perché, a quel punto, interviene solo la deformazione resiliente.

↳ se si calcolasse il modulo elastico prima, si farebbe un errore concettuale perché si calcolerebbe in condizioni non elastiche.

### RUOLO DEL CONFINAMENTO

Nella prova triassiale la tensione di confinamento è importante e può essere di due tipi

→ confinamento costante

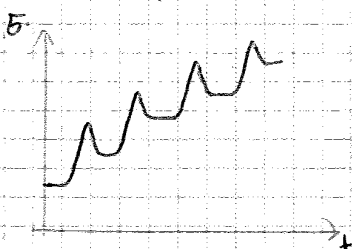


Si mantiene un impulso di carico costante e, a questo, è più semplice. Inoltre, ci si fa edizza su questo x limitare la variabilità. Il modulo resiliente qui si può scrivere come

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{1,r}}$$

→ confinamento variabile: esso è più vicino al caso reale perché l'elemento di terreno non è confinato alla stessa tensione con diversi carichi.

In questo caso, si inserisce il parametro di Poisson x tenere conto delle risposte nelle diverse direzioni e si tiene conto che il confinamento varia.

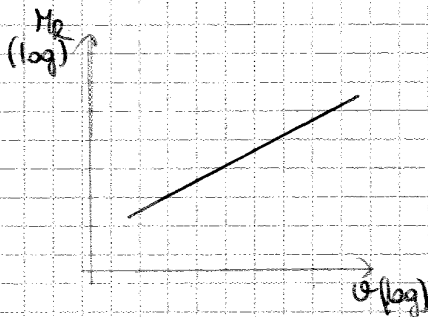


$$M_r = \frac{\sigma_d}{\epsilon_{1,r}} = \frac{\sigma_1 - 2\sigma_3}{\epsilon_{1,r}}$$

**SOLUZIONE:**

si identificano dei modelli di comportamento

→ TERRENI A GRANA GROSSA (A1-A3) ⇒ modello di Hicks-Monismith



In un piano bilogarithmico, sperimentalmente, si nota un comportamento lineare di STRESS-STIFFENING:

all'aumentare del grado di sollecitazione globale del materiale, il materiale si irrigidisce.

Ciò significa che prevalgono le azioni di massa, che inducono questo comportamento ( $v > \Rightarrow Mr >$ ). Infatti, x il poco fine, c'è poca sensibilità all'acqua e c'è poco cementamento. Così, schiacciando, gli elementi si saldano un po' tra di loro e aumenta la rigidità.

Analiticamente, si scrive

$$M_R = k_1 v^{k_2}$$

Si nota che interviene il livello di confinamento e dunque non si può semplificare tutto dando un unico valore.

Questo modello è stato poi modificato nel modello di Uzan;

poiché prevalgono le forze di massa, c'è una forte dipendenza di  $M_R$  da  $v$  ma bisogna anche considerare che in una prova triassiale interviene la tensione deviatorica e dunque  $M_R$  dipende anche da essa (non si può trascurarla).

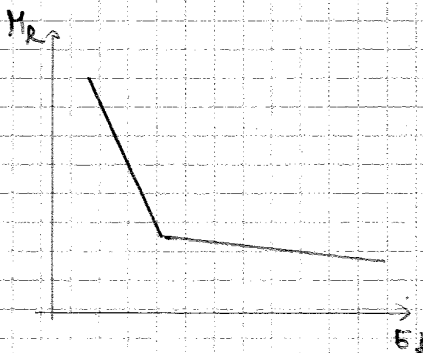
$$M_R = k_1 v^{k_2} \sigma_d^{k_3}$$

Esiste anche il modello di Wiczkak, che si basa su quello di Uzan e introduce non  $\sigma_d$  ma la tensione sferica  $\sigma_{conf}$ . I risultati sono simili.

→ TERRENI A GRANA FINE:

in questo caso, il materiale è coesivo e si nota che prevalgono le interazioni di superficie tra granuli.

Dunque non si può dire che, all'aumentare della tensione idrostatica (o totale)  $v$ , ci sia stress-stiffening poiché gli esperimenti dicono il contrario e non c'è più un insieme di sfere che si confinano maggiormente ma piuttosto un materiale con granuli saldi tra loro x azioni superficiali di contatto. Se si schiaccia, i legami tendono a rompersi e il sistema non è più saldo ma labile.



Si osserva così una diminuzione, con una legge espressa da una bilatera in una scala aritmetica.

In questo caso, si parla di stress-softening dove si perde rigidità poiché il modulo resiliente  $M_R$  si riduce.

L'espressione analitica è

$$M_R = \begin{cases} k_1 + k_3(k_2 - \sigma_d) \\ k_1 + k_4(k_2 - \sigma_d) \end{cases}$$

**PERCHÉ** → la prova di carico su piastra è una MISURA DI CONTROLLO perché, realizzato il terreno, non basta un consolidamento adeguato ma bisogna vedere anche se le proprietà meccaniche sono idonee all'uso.

**DOVE** → sul PIANO DI POSA DEL RILEVATO

→ sui vari STRATI DEL RILEVATO (spessore 20 ÷ 30 cm)

**RISULTATO**: dalla prova di carico su piastra si derivano dei parametri, aventi espressione diversa in base al terreno e al suo modello di comportamento.

In particolare, in opera, il terreno può seguire 2 diversi modelli di comportamento (da cui derivano due diversi indicatori di portanza)

→ ipotesi di Boussinesq:

il terreno si comporta come un EMISPAZIO ELASTICO, OMOGENEO E ISOTROPO. Qui la pressione vale

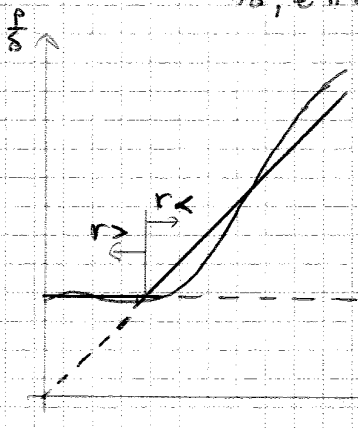
$$p = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{2\delta}{\pi r} \quad \delta = \text{cedimento}$$

→ ipotesi di Winkler:

il terreno è assimilabile a un INSIEME DI MOLLE ciascuna dotata di capacità elastica ma indipendenti tra di loro.

$$p = k\delta \quad k = \text{costante elastica della molla ideale}$$

Si nota che il terreno assume diverso comportamento, a seconda di come è caricato, e il modello di Boussinesq dipende dalla geometria di carico, mentre Winkler no.



In particolare, sperimentalmente si nota che, facendo una prova di carico con piastre di diametro diverso, esiste un certo aumento del rapporto pressione - cedimento  $P/\delta$  rispetto al rapporto perimetro - area

$$\frac{P}{A} = \frac{2}{r}$$

Questo può essere linearizzato con

→ tratto orizzontale

→ tratto inclinato orientato verso l'alto

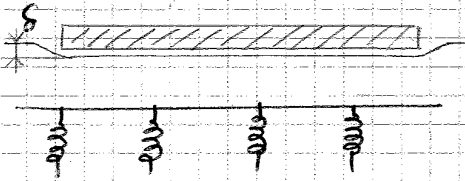
⇒ se si possono linearizzare i dati sperimentali con un tratto orizzontale, significa che il rapporto  $P/A$  non dipende dalla geometria di carico, ovvero la zona a sinistra (raggio grande) si comporta come Winkler

$r$  GRANDE ⇒ COMPORTAMENTO DI WINKLER

Dall'altra parte, all'aumentare di  $2/r$ , la pressione è molto influenzata dalla geometria di carico e vale dunque l'ipotesi di Boussinesq.



→ pavimentazioni rigide:



esse distribuiscono il carico e creano un bulbo esteso (poiché la pavimentazione cede tutta assieme x continuità) con piccolo cedimento  $\delta$ .  
 Dunque il terreno cede in modo sufficientemente uniforme x una superficie estesa e lo si può idealizzare come un sistema di molle.

Così, quando si costruisce una pavimentazione rigida su un terreno, questo si comporta alla winkler. Si usa come riferimento una piastra

$$\phi = 76 \text{ cm}$$

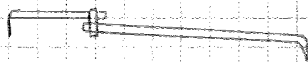
poiché intanto qui non c'è dipendenza dalla geometria e dunque conviene usare la piastra più piccola possibile (x comodità di esecuzione).

La portanza sarà espressa dalla rigidità

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

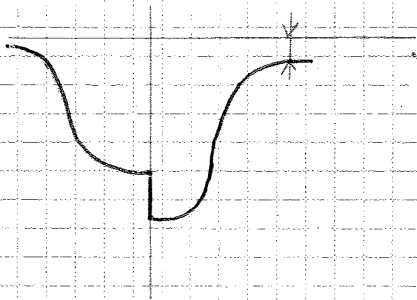
→ è la variazione di pressione relativa al cedimento indotta  $\Delta s$ . Tale variazione è fissata a 0,07 kPa

→ Un'altra prova empirica è la trave Benkelmann



Essa è una leva di 2° grado (con cerniera) costituita da 2 assi in legno su cui c'è un comparatore x la misura del cedimento.

Si dispone la trave sul terreno e a essa si avvicina un mezzo pesante. Si misura dunque il cedimento ~~nel~~ punto dove è posizionata la trave, guidotti dal carico (il mezzo pesante) nelle diverse posizioni da essa occupate:



all'inizio, il carico è lontano e il cedimento è trascurabile. Poi, questo si avvicina, aumenta la sua influenza sul terreno e dunque il cedimento è maggiore.

Si fa poi stazionare il veicolo x un po' sul punto di misura. Questa zona è la più sollecitata e il cedimento cresce linearmente.

Dopo di che si allontana il carico e il terreno è meno influenzato dal carico, x cui il cedimento diminuisce.

In tal modo, si ottiene l'evoluzione nel tempo del cedimento in un punto e si nota, a fine prova, che non si è recuperato tutto il cedimento ma c'è un CEDIMENTO PERMANENTE

⇒ il cedimento si divide in 2 aliquote → cedimento permanente p  
 ↘ cedimento restituito d

In questa prova, si vuole valutare il cedimento restituito (è simile alla prova triassiale dove si ricava  $M_p$  dal cedimento elastico).

## COSTRUZIONE DEL CORPO STRADALE

1 Piano stradale: è l'elemento sopra cui si può poggiare il cassonetto su cui, una volta realizzata la pavimentazione, possono circolare i veicoli.  
Le fasi costruttive e di controllo x ferrovie e strade sono analoghe.

↓

x COSTRUZIONE non si intende il progetto (che riguarda l'asse stradale in cui si individuano zone aderenti al piano campagna, in trincea o rilevato)

### 2 FASI COSTRUTTIVE:

nelle 3 sezioni (aderenza al PC, trincea o rilevato), le Fasi di realizzazione sono simili

#### I Smacchiamento generale:

una volta individuati il tracciato di progetto e anche l'area di cantiere (dove passano o entrano solo gli addetti), si rimuovono gli elementi di vegetazione che escono dal terreno.

Per l'operazione riguarda non solo la sede stradale ma l'intero ingombro. Gli arbusti sono estirpati con apposita attrezzatura, mentre con alberi grandi si scava intorno x un po' di centimetri sotto il piano campagna.

#### II Scotticamento:

tolti gli arbusti, si rimuove la COLTRE VEGETALE:

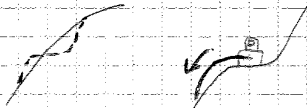
essa è lo strato (in genere 30 ÷ 50 cm) di terreno vegetale dove forte presenza d'humus e con caratteristiche meccaniche non idonee x appoggiare il rilevato o il cassonetto con la pavimentazione.

Questo terreno è poi ~~scavato~~ smaltito o accantonato a lato della strada x inerbire poi la scarpata.

III A seconda del tipo di sezione di progetto, si possono fare scavi di sbancamento (se tutta la sezione è a trincea - in realtà si realizzano anche x opere pertinenti la strada come i fossi di guardia) o formazione del rilevato.  
In realtà, gli scavi di sbancamento intervengono in più casi:

→ IN PIANO, x inserire la sezione di trincea

→ IN PENDENZA, x inserire la sezione a mezza costa.



In questo caso, si scava una porzione e, se questa è in quota, non si riparta nuovo terreno ma lo si sposta. Questa operazione vale x pendenze < 15%.  
Oltre deve intervenire la gradonatura perché la sovrastruttura deve incastrarsi e annoverare nel terreno.

→ AL PIANO CAMPAGNA, x inserire il cassonetto

→ In terreni poco adatti a costituire un piano d'appoggio x il rilevato, bisogna fare lo scavo di SBANCAMENTO di BONIFICA (qui non si scotta perché si va oltre lo strato di terreno vegetale)

#### IV Riempimento o interri in generale con aggiustamento del piano stradale,

**PROPRIETÀ** → essa è una prova ad alto rendimento x via dell'approccio razionale e molto efficace.

Perché è rapida, si può fare la prova ogni 50 m, registrare dopo 30 ms e poi scaricare e andare avanti

→ si fanno molte prove e si ottengono indicazioni molto utili

→ come si ricava il modulo elastico?

Si usa il processo di back-calculation:

una volta misurato il cedimento, attraverso la teoria di Boussinesq, si ipotizzano dei valori di modulo elastico in ogni strato e si ricava il cedimento in ogni strato. Si procede dunque a tentativi finché il cedimento calcolato in ogni strato coincide con il cedimento reale. In questo caso, i moduli inseriti nel multistrato coincidono con quelli reali.

→ light weight drop tester:

è una prova FWD in scala ridotta ed è portatile, in modo da fare tanti punti in poco tempo. Il principio è lo stesso:

si lascia cadere una massa battente e, con un accelerometro, si misura il cedimento.

Facendo delle ipotesi semplificative, si adotta il modello di Boussinesq e si ricava la relazione

$$E_{s,din} = \frac{22,5}{d}$$

Tale relazione è molto usata ma non è molto cortezza nei dati.

## La Verifica di cedimento:

è una verifica che va fatta sul piano d'appoggio in fase progettuale.

In fatti, se durante la costruzione si nota che il piano d'appoggio ha una spessore elevato di materiale sciolto ( $> 1,5 m$ ), si potrebbero avere problemi di cedimento. In tal caso, però, non si saprebbe quanto possa essere l'entità del cedimento e si rischiano dei danni molto onerosi, poiché si dovrebbe migliorare il terreno e ricostruire il rilevato.

⇒ occorre conoscere il terreno, con la sua stratigrafia e la falda.

Dunque la verifica va fatta prima e si valuta il cedimento totale residuo:

se si costruisce il rilevato su un terreno cedevole, questo cede. Questo va bene perché in realtà i problemi emergono se c'è il cedimento nel tempo, cioè il cedimento residuo.

In particolare, occorre programmare la costruzione in modo che il cedimento residuo sia inferiore al 10% del cedimento totale stimato e comunque inferiore a 5 cm.

Dato un rilevato di una certa altezza e un certo tempo di costruzione, all'inizio c'è una fase di caricamento che coincide con la fase di costruzione.

Al termine della costruzione, si vuole che il cedimento residuo sia piccolo.

In fatti, il cedimento continua poiché il rilevato costituisce un carico statico che agisce sempre sul terreno.

In presenza di STRATI LIMO-ARGILLOSI, il cedimento ha come componenti:

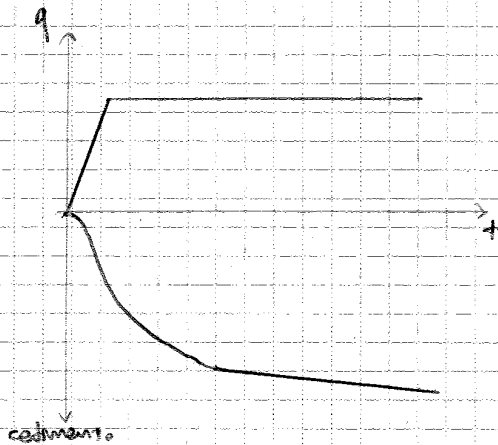
→ CEDIMENTO IMMEDIATO, legato all'applicazione del carico (deformazione elastica in condizioni non drenate)

→ CEDIMENTO DI CONSOLIDAZIONE

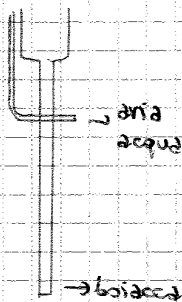
→ CEDIMENTO SECONDARIO in coda, legato alla viscosità

Questo non vale se il terreno ha buone proprietà, poiché reagisce subito ( $\Delta u = 0$ ) e non ha cedimenti differenziali. Qui si parla solo di cedimento immediato (= immediato + consolidazione) e cedimento secondario.

In questo caso, la verifica di cedimento non ha senso.



### III) Trattamento colonnare (jet grouting)



È un'applicazione geotecnica x MIGLIORARE IL COMPATTAMENTO NEL TERRENO e x stabilità.  
 In particolare, se prima si varia il tempo di consolidazione, ora si modificano le caratteristiche del terreno.

Il jet-grouting è un'opera costosa e si distingue in base al sistema di iniezione

→ MONOFASICO

→ BIFASICO: boiacca + aria x indurire il cemento nel sottofondo

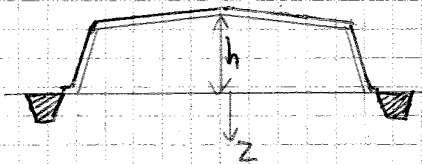
→ TRIFASICO: boiacca + aria + acqua x ammorbidire la parte a contatto

Infatti, quando si realizza il foro, si genera un danneggiamento laterale che può schiacciare e compattare le argille. Questo dà un'azione controproducente in caso di dreni

Lo strumento ha una colonna con più camere. Dal basso esce la boiacca cementizia e dall'alto può uscire aria e/o acqua.

### IV) Consolidazione con il vuoto:

è una tecnica in disuso poiché ha problemi di rendimento, x il fatto che è impossibile cercare il vuoto sotto il sottofondo.



Si consideri il sottosuolo con uno strato sensibile da migliorare.

Per indurre il cedimento, si mette uno strato drenante granulare di altezza  $h$ , che è avvolto da una membrana bloccata agli estremi con un sigillo in boiacca, in modo da fare coibentazione.

Attraverso dei tubi, si risucchia l'aria e si crea il vuoto, che accelera la migrazione dell'acqua

↓ lo strato drenante è necessario, altrimenti si avrebbe una membrana contro un materiale impermeabile

CONDIZIONI NON VUOTO:

al generi capinto  $P$  si ha

$$\sigma_v = \gamma z + \gamma_r h \quad \text{e} \quad \Delta u = \gamma_w z$$

Dunque la tensione efficace vale

$$\begin{aligned} \sigma'_v &= \sigma_v - \Delta u = \\ &= \gamma z + \gamma_r h - \gamma_w z = \gamma' z + \gamma_r h \end{aligned}$$

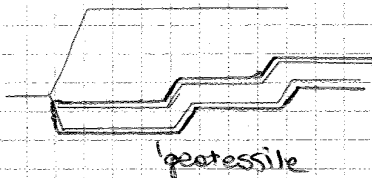
Bisogna avere

- $M_d > 15 \text{ N/mm}^2$  se  $H > 2,00 \text{ m}$
- $M_d > 20 \text{ N/mm}^2$  se  $H = 1,00 - 2,00 \text{ m}$
- $M_d > 30 \text{ N/mm}^2$  se  $H = 0,50 - 1,00 \text{ m}$

↓  
 si richiede di più perché lì si risente maggiormente del bulbo di pressione del carico

### 7 Strato anticapillare:

essa è necessaria quando sono presenti STRATI LIMO-ARGILLOSI. Una volta che si è drenata (x i cedimenti), occorre ricordarsi che c'è dell'acqua e, con la pressione del rilevato, questa può risalire e inquinare il terreno del rilevato.



Tale strato è costituito da geotessile che avvolge del materiale grossolano. Il geotessile evita che la porzione fine inquina il materiale grossolano.

Per il materiale, si adotta

$$\phi = 2 - 50 \text{ mm}$$



cioè si usi un materiale molto granulare e poroso che fa da strato di rottura dei capillari (già rotti dal geotessile). Però, non si mettano solo particelle grossolane poiché, sotto il carico, si creano pressioni che possono punzonare e rompere il geotessile.

Lo strato, infatti, dev'essere compattato e poi subisce anche i carichi di costruzione e in esercizio.

Aggiungendo una frazione piùcola, si creano più punti di contatto e la pressione si distribuisce maggiormente.

Lo spessore tipico vale 50 cm.

### 3 CAPITOLATO:

L'impresa può usare qualunque mezzo d'opera ma deve raggiungere dei REQUISITI DI PORTANZA E DENSITÀ.

Per garantire questa, si fa ricorso a un campo prove, cioè si mette alla prova l'impresa studiando un terreno e valutando i sistemi di compattazione.

Per migliorare il rendimento energetico, si scelgono i macchinari più idonei e si opera con

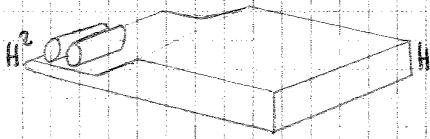
$W \sim W_{opt}$



questo è un dato necessario a cui riferirsi, anche se si può operare diversamente se poi si hanno maggiori potenzialità.

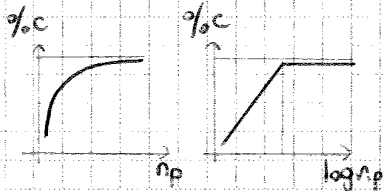
## 2 MODALITÀ DI COMPATTAZIONE

In ogni sistema di compattazione, bisogna riferirsi a un principio generale:



Si fa transitare un rullo su uno strato di spessore iniziale  $H'$  e si vuole uno spessore finale  $H''$ , che si ottiene facendo diverse passate.

Il risultato ottenuto in funzione del numero di passaggi  $n_p$  si può rappresentare in termini della percentuale di compattazione, che può essere valutata con il complemento a 100 della porosità.



$$\%C = 100 - n$$

Si può notare che la dipendenza numero di passaggi - livello di compattazione è logaritmica.

Come si raggiunge il risultato?

→ **Compattatori statici**: il ruolo è fatto dal PESO DEL RULLO che determina l'azione costi-paute. Infatti, è il peso che controlla la pressione trasferita al terreno e con tale pressione si vince l'attrito interno delle particelle e si riduce il volume, in questo senso, c'è un'azione di **SCORRIMENTO STATICO**.

Il loro effetto però è limitato a 20 cm di profondità e non si può compattare in strati con profondità maggiori.

In particolare, i rulli lisci statici sono poco efficienti ma sono usati almeno come ultima passata nella finitura dello strato. Infatti, se bisogna interrompere i lavori, bisogna avere una superficie chiusa e regolare x evitare infiltrazioni d'acqua e fare da piano d'appoggio degli strati successivi.

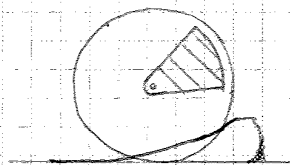
Nel caso di rulli gommati, si può sfruttare la pressione di contatto.

→ **Compattatori dinamici**:

l'effetto dinamico ha 2 risultati:

→ determina forze MAGGIORI grazie alle masse oscillanti

→ l'oscillazione del rullo avviene comunque in condizioni decouplate, cioè il rullo oscilla mentre è a contatto con il terreno e dunque induce delle oscillazioni nel terreno. Il terreno in vibrazione, localmente, AUMENTA LA MOBILITÀ RELATIVA DEI SUOI ELEMENTI e l'ADDEUSAMENTO (minore attrito interno).



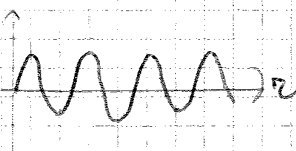
La vibrazione del tamburo è dovuta a una massa eccentrica fatta ruotare attorno al perno centrale del rullo (baricentro diverso) e si comporta come se ci fosse una massa in un punto diverso.

Qual è l'effetto di questa massa?

Si indichi con  $m_e$  la massa eccentrica e  $r$  la sua eccentricità (distanza baricentro - centro di rotazione).

Essa ruota lungo una circonferenza a velocità costante (moto circolare uniforme) e dunque a essa si possono associare una frequenza  $F$  e una pulsazione  $\omega$ , legate dalla relazione

$$\omega = 2\pi F r = \omega r$$

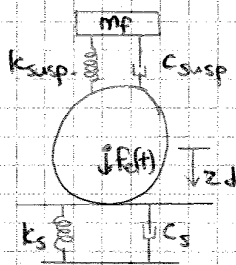




Questa è un'ampiezza teorica perché si è ignorato il terreno:

il rullo infatti, oscilla sul terreno e, al più, l'espressione di prima dà un'idea della massima potenzialità possibile.

Il problema è così più complesso poiché bisogna capire come rappresentare la dinamica del tamburo.



Dato il baricentro G del rullo, si fissa un asse verticale z x computare le forze sul tamburo agiscono

→ forza  $f_e(t)$  dovuta all'oscillazione <sup>dell'</sup> eccentrica, dipendente dal tempo

→ il terreno sotto il tamburo esercita una certa risposta al carico. Per semplicità, si assume che il terreno risponda con una componente perfettamente elastica, secondo Hooke

$$F = kR \rightarrow \text{forza proporzionale a spostamento}$$

e una componente puramente viscosa (immaginata con uno smorzatore), secondo Newton

$$F \propto \dot{U}$$

→ peso proprio del tamburo  $m_d g$

→ il tamburo è collegato a un organo che realizza la sospensione del tamburo con componenti elastica e viscosa.

Questo sistema fa sì che poi parte del peso del rullo  $m_f g$

si parla di parte accoppiata al terreno (è la massa non sospesa) e parte non accoppiata al terreno (è la massa sospesa e gravitante sul tamburo).

Concentrandosi in direzione verticale, si scrivano le equazioni di equilibrio del corpo rigido (con le forze d'inerzia)

$$m_d \ddot{z}_d + m_d r \omega^2 \cos(\omega t) - (m_d + m_f)g + \underbrace{k_s z_d + c_s \dot{z}_d}_{F_s} - m_f \ddot{z}_f = 0$$

$\downarrow$  Inerzia

L'equazione è una ODE nella variabile z e, risolvendola, si determina il moto del rullo.

A tal proposito, si nota che la dinamica del rullo è governata dalle caratteristiche del tamburo e dalla reazione del terreno, oltre che dalle forze scambiate

Oggi, nella compactazione intelligente, si usano sistemi legati ad archiviazione dati e sistemi GIS

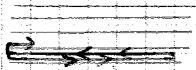
i dati sono acquisiti e georeferenziati, cioè si discretizza il cantiere e a ogni particella si associa un colore. Così, si conosce il livello di compactazione e il grado di uniformità

=> grandi vantaggi dal punto di vista pratico

### 3 Tecniche di compactazione:

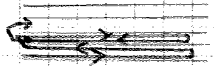
dato un rilevato di una certa larghezza, oltre a compactare x strati, bisogna compactare anche x strisce. Esistono però più vie x gestire la geometria di compactazione

-> operazione striscia per striscia: date n strisce, x ciascuna di esse il rullo fa 2 volte andata e ritorno, cioè fa 4 passate totali



↳ ciò è previsto sulla base del campo prova, esperienza e monitoraggio

-> scambi sovrapposti: x ogni striscia si fa un'andata e ritorno, cioè si copre tutto il rilevato passando una volta e poi si torna indietro



### 4 Campi prova:

conviene realizzarli in molti lavori, in modo da conoscere già le tecniche da utilizzare. Infatti, qui si possono valutare gli effetti dei parametri effettivamente nel controllo dell'impresa

-> spessore dello strato

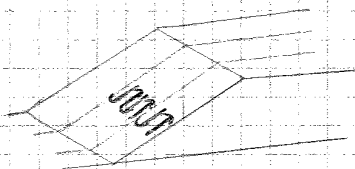
-> tipi di rullo

-> numero di passate

-> eventualmente, il contenuto d'acqua

Nella prova, si valutano diverse condizioni sui vari strati. A volte, si realizza un rilevato ad altezza variabile x valutare il diverso effetto dei rulli sui diversi spessori di terra compactata, come anche l'effetto del numero di passate su ogni striscia.

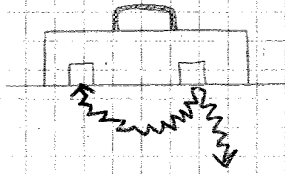
Essa è una verifica impegnativa ma molto utile perché si ottengono indicazioni sulle macchine e le grandezze finali che governano nel controllo delle prestazioni, oltre allo spessore



Spesso il campo prova è usato come parte del lavoro perché, se viene bene, una parte di lavoro è già fatta.

In generale, però, il campo prova serve a mettere a prova la sensibilità del sistema operativo di macchine e ha bisogno di area e risorse

→ metodo con apparecchio a raggi  $\gamma$  (GAMMADENSIMETRO)



Esso è uno strumento che presenta una sorgente radioattiva (Cesio) che emette radiazioni, la cui intensità è letta da un contatore Geiger.

Nel loro percorso, le radiazioni sono in parte assorbite e l'assorbimento è proporzionale alla densità secca (le particelle secche incidono sulla radiazione).

Bisogna però calibrare lo strumento in modo che la densità misurata sia la densità reale.

PRO: è una misura veloce

CONTRO: ci sono dei vincoli ambientali e di sicurezza, occorrono operatori qualificati e bisogna conservare in locali adeguati.

→ esistono metodi alternativi, che sfruttano un principio simile al gammadensimetro ma con sorgenti diverse, ad es. valutando la costante dielettrica:

una sorgente genera un campo elettromagnetico che subisce un'attenuazione dipendente dalle caratteristiche del mezzo. Un rilevatore di campo stima tale attenuazione, legata alla densità.

Anche in questo caso, occorre una calibrazione con prove dirette, e certificare l'affidabilità dello strumento.

→ portanza

SOTTOFONDO

$$M_d \geq 50 \text{ Nmm}^{-2}$$

$M_d =$  da carica di piastra  
(modulo svizzero)

RILEVATO

$$M_d \geq 30 \text{ Nmm}^{-2}$$

Queste valutazioni vanno garantite quando il terreno si trova nell'intervallo di  $w_{opt}$

$$w_{opt} - 2\% < w_{opt} < w_{opt} + 2\%$$

Dunque non devono valere solo al  $w_{opt}$  e oltre esserci un crollo.

Senza, si fa una correlazione con campo prove (cioè si riconduce ai valori del campo prove, se c'è) o si riconduce a un materiale avente  $w_{opt} \times$  uno spessore di 15 cm.

#### ↳ Sistemazione delle scarpate:

è un intervento molto importante e si fa tramite INERBIMENTO con terreno vegetale e vegetazione.

Ciò è importante x l'impatto ambientale e la protezione dell'escarpate poiché il terreno vegetale è impermeabile e la vegetazione massimizza questo effetto

⇒ protezione della scarpata da infiltrazioni e ruscellamento che erode

Il modo però deve attecchire sul pendio e ciò è fatto tramite semina immediata e uso di essenze che possano attecchire facilmente e durare.

## 2 Volumi di terra:

durante la costruzione, si spostano grandi quantità di terra, ma come si possono valutare?

Esistono 3 grandezze di volume e

→ Volume in banca ( $V_b$ ): è il volume misurato in posizione e condizioni originarie

→ volume in stato sciolto ( $V_s$ ):

è il volume di materiale che si ha quando lo si rimuove dalle condizioni di banca. Rimuovendolo e rimaneggiandolo, infatti, il volume è diverso e tipicamente aumenta

$$V_s > V_b$$

→ dunque bisogna trasportarne di più e ciò è importante x l'organizzazione del cantiere

→ Volume costipato ( $V_c$ ): è il volume di materiale che si considera all'interno del manufatto realizzato (raggiunto a seguito del costipamento). Tipicamente, si ha sempre

$$V_c > V_s$$

ma è possibile che  $V_c < V_b$  o  $V_c > V_b$ .

Per valutare il numero di mezzi meccanici necessari, bisogna definire delle quantità che permettano di passare tra i volumi, cioè i coefficienti di trasformazione, che legano le 3 densità

→ rigonfiamento  $f_r$ : è ciò che si osserva passando da banca a sciolto e corrisponde all'incremento relativo di volume

$$\begin{aligned} f_r &= \left( \frac{V_s - V_b}{V_b} \right) \cdot 100 = \\ &= \left( \frac{V_s}{V_b} - 1 \right) \cdot 100 = \left( \frac{\gamma_b}{\gamma_s} - 1 \right) \cdot 100 \\ f_r &= \left( \frac{\gamma_b}{\gamma_s} - 1 \right) \cdot 100 \end{aligned}$$

→ fattore di carico  $f_c$ : esso lega banco e sciolto e dunque è simile alla relazione invertita del rigonfiamento, ma ora è espresso come rapporto e non come incremento

$$\begin{aligned} f_c &= \frac{V_b}{V_s} = \frac{\gamma_s}{\gamma_b} \\ f_c &= \frac{\gamma_s}{\gamma_b} \end{aligned}$$

Si nota subito che vale la relazione

$$f_r = \left( \frac{1}{f_c} - 1 \right) \cdot 100$$

$J_d$  = rendimento dinamico

Si lega alla posizione del cantiere (collegamenti con l'esterno), alla posizione geografica e all'adattamento di un mezzo, se questo non è usato nella sua giusta operazione.

$J_d \approx 0,90$

→ poi in cantiere il valore si applica continuamente  
in montagna scende a 0,75

$J_c$  = rendimento specifico di cantiere

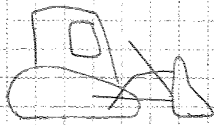
Si lega alla gestione dentro il cantiere di persone e macchinari e dipende dal numero e tipo di macchinari, dal rifornimento di materiali, dall'importanza della lavorazione, dai sistemi operativi e realizzati, etc.

Alla fine, si ottiene un certo valore di abbassamento della potenzialità, circa

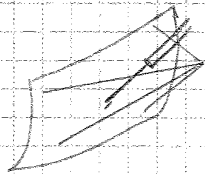
$J \approx 0,70$

e si possono gestire i tempi.

## 2 Dozer COS'È



È un trattore cingolato o gommato dotato di lama anteriore (BLADE), collegata mediante un telaio a U.  
La lama è gestita mediante un sistema idraulico che ne consente il moto.  
Al fondo, essa risulta piatta e rigida o con denti, in modo da tagliare il terreno.



Le sue proprietà e i modelli sono riportati in un handbook dato dal fornitore e i parametri più importanti sono

- lunghezza e larghezza del trattore
- larghezza della lama
- inclinazione della lama rispetto alla verticale
- quanto si solleva e quanto affonda la lama
- rotazione della lama nel piano orizzontale (se la si usa x spianare)

**APPLICAZIONI:** SCAVO E SPOSTAMENTO x realizzare SBANCAMENTI, SCOTICAMENTI e FORAZIONE (ad es. pezzi di mezzacosta).  
Tutto questo è possibile purché si stia entro i 100 ÷ 150 m, altrimenti si perde troppa materiale e aumenta il tempo medio F x un ciclo, con riduzione di efficienza.



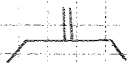
## CLASSIFICAZIONE

Essa avviene in funzione del tipo di lama

→ bulldozer:

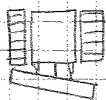


è il dozer più usato e ha una lama dritta, a semi-U o a U. Esso si usa x SCAVI, con massima distanza di lavorazione di 150 m.



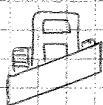
↳ la lama a U riesce a contenere il materiale scavato anche ai lati

→ angledozer:



ha una lama orientabile con una rotazione di 25 ÷ 30° rispetto all'asse verticale e, poiché ha un unico aggancio centrale, Esso si usa x SPIANAMENTI.

→ tilt dozer:



ha una lama inclinabile di 15° rispetto all'asse longitudinale.  
Esso serve x LIVELLAMENTI e SCAVO CONETTE LATERALI sulla piattaforma.

→ metodo analitico

Esso si basa sulla formula

$$P_0 = \frac{1}{F_c} \bar{Q} \eta$$

Si devono però valutare i diversi parametri

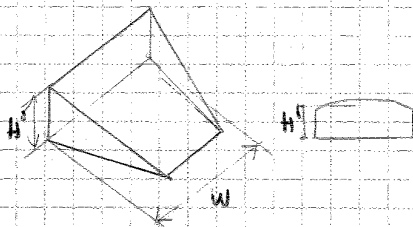
$\bar{Q}$  = è la quantità misurata allo STATO SCIOLTO, perché si muove in un materiale

↓  
bisogna specificare se in banco o sciolto perché i volumi sono diversi

Esso si calcola con il METODO SAE, un metodo semplificato che standardizza le macchine di produzione e si ipotizza una certa forma del cuneo di fronte alla lama

→ LAMA DRITTA o INCLINATA :

si ottiene un cuneo rettangolare che si assottiglia verso la punta



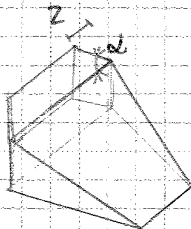
$$Q = 0,8 WH'^2$$

$H'$  = altezza media della lama (da davanti, ha forma trapezoidale)

Si nota che  $w$  e  $H$  sono noti e, infatti, a volte  $Q$  è già fornito negli handbooks

→ LAMA A U o A SEMI-U :

al cuneo rettangolare si aggiunge un cuneo poiché la lama non è dritta



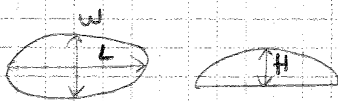
$$Q = 0,8 WH'^2 + z H' (w - z) \tan \alpha$$

$z$  = lunghezza del pezzo inclinato  
 $\alpha$  = inclinazione della semi-U

Il carico di lama effettivo però vale

$$Q_e = Q \cdot \text{fill factor}$$

dove il fattore di riempimento è legato al materiale da scavare e alla consistenza del riempimento del macchinario (mezzo granulare asciutto  $\Rightarrow 0,8$ ; argille sature compatte  $\Rightarrow 1,1$ )

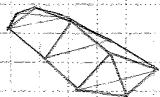


Si può usare anche il METODO DI CAMPO, che però non si può usare in fase di progetto.

In fase di cantiere, si fa una misura diretta del cuneo di spinta valutando altezza, larghezza e lunghezza media e approssimandolo con una certa forma. Da qui si usa la relazione

$$Q = 0,0138 \cdot HWL$$

$$[H] = [W] = [L] = ft$$





La LUNGHEZZA DI SCAVO  $L_s$  dipende invece dal tipo di lama (che in genere presenta un rinforzo nella spessore  $x$  fare il taglio) e dal tipo di terreno ed è dell'ordine di

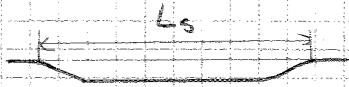


$$L_s \approx 6 \div 10 \text{ m}$$

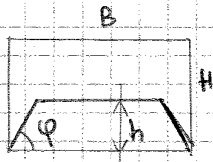
Essa si può calcolare con metodo analitico, come

$$L_s = 1,1 \frac{Q}{A}$$

$Q$  = cuneo di spinta in  $\text{m}^3$  (quanto scava la lama) perché si scava e si valuta lo spostamento in banco



$A$  → quando si scava, all'inizio la lama è inclinata e si inizia a scava. Poi si raddrizza la lama, si continua nello scavo fino a riempire e poi si risale.



Per semplicità, si ignorano le parti esterne del volume di scavo, che rientrano nel fattore  $0,1 Q/A$ .

Il rettangolo rimanente, nella lama, ha sezione trapezoidale con l'angolo interno  $\varphi$ . Questo comincia a crescere e riempire la lama fino al massimo cuneo.

Per sapere quanti metri si percorrono ( $x$  capire  $Q$ ), basta valutare l'area prodotta ogni metro, che è un trapezio.

$$A = \left[ B + \left( B - \frac{2h}{\tan \varphi} \right) \right] \cdot \frac{h}{2}$$

Esiste anche una formula semplificata, con piccolo errore

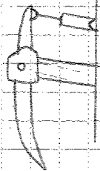
$$L_s \approx 2B$$

$B$  = larghezza della lama

### OSSERVAZIONE

è in quello specifico  
Nel metodo analitico bisogna tenere conto della PENDENZA. Se in pendenza non si correge, in discesa si fatica di meno e si produce di più.

**ATREZZI ACCESSORI**: in terreni molto compatti, il dozer fatica a scava e dunque il foro è preventivamente trattato con un ripper (o scarificatore);



è un accessorio fissato sul retro del dozer che può essere di tipo

→ MONODENTE, ha un solo dente

→ PARALLELOGRAMMA; ha 3 denti e una barra trasversale di bloccaggio

Esso serve a rompere e disaggregare il terreno e poi scavarlo.

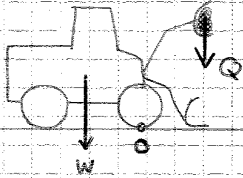
Ripper possono essere

→ A INCIDENZA FISSA;

il dente è bloccato sia nell'angolo  $\alpha$  della traversa che nell'angolo  $\beta$  di penetrazione ed è movimentato solo da 2 pistoni idraulici che alzano/abbassano. Con questo sistema, si rischia di rimanere incastrati in terreni molto rigidi.

## PROBLEMI DELLA PALA

→ stabilità



Essa è fondamentale x la sicurezza dell'operatore, poiché c'è rischio di RIBALTAMENTO.

Questo è già valutato dal produttore (l'ingegnere controlla solo) che, sulla base della potenza del trattore, assegna un certo tipo di benne e poi valuta il tipping load (carica statica di ribaltamento) TL:

la valutazione è fatta in campi prove su superfici dure, in piano, con benne nella massima estensione (in alto) e al massimo carico (piena), sia in condizioni di telaio dritto che a massima sterzata.

Il TL può poi essere incrementato in funzione delle caratteristiche del trattore mediante contrappesi posizionati dietro.

Dunque, il TL è il massimo carico, in kg, dove il momento instabilizzante è uguale al momento stabilizzante e dipende dalla posizione del punto di sollevamento e da come lavora.

In realtà, la macchina è in moto e opera in condizioni dinamiche, x cui la norma SAE definisce dei limiti operativi in modo che il produttore dia una benne che portino lontano dal TL (anche perché si lavora su piani inclinati o in discesa).

PALE GOMMATE

$$Car_{max} = 0,5 TL$$

PALE CINGOLATE

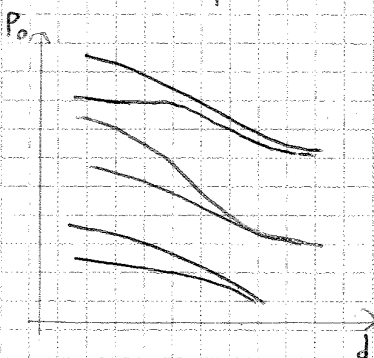
$$Car_{max} = 0,35 TL$$

→ sono poco stabili

Questa influenza sulla produzione oraria perché non si può in un ciclo fare un carico TL ed un carico minore.

## PRODUZIONE ORARIA

→ metodo speditivo



Esso si basa su un nomogramma dove delle curve DI PRODUZIONE che decrescono all'aumentare della distanza percorsa tra zona di carico e scarico in una direzione (è contata una sola volta).

Le curve si riferiscono a un unico trattore con diverse benne e diversi materiali (che danno scavi facili o difficili - più fatica e meno produzione).

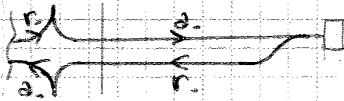
Queste curve sono curve teoriche definite nei campi prova con determinate caratteristiche dei materiali e sono corrette con valori presenti nell'handbook.

$t_p$  = tempo di correzione per l'adattamento (incrementa i secondi)

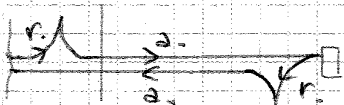
Es. Esso dipende dal materiale caricato, da dove si scarica il materiale (su nastro trasportatore o a terra) o altri fattori, come lavorare sullo stesso camion o camion diversi.

$t_f$  = tempo additivo per il trasporto

Esso è il tempo ~~addiz~~ aggiuntivo x spostare i carichi fuori dallo spazio minimo, poiché si esce dal ciclo base.



Se si opera in spazi piccoli (10 ÷ 15 m), dopo aver caricato, si cambia direzione nella zona del ciclo base e si va avanti fino alla zona di scarico. Dopo si ritorna in retromarcia e si fa di nuovo inversione x riprendere.



Per distanze maggiori (entro boom), si fa manovra all'inizio dell'andata e del ritorno perché, andando con marcia in avanti, si guadagna una marcia e dunque qualche secondo.

Il tempo di trasporto si può calcolare come

$$t_f = t_m + t_{tp}$$

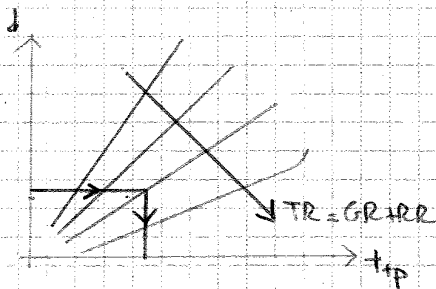
$t_m$  = tempo di manovra

$t_m = 0,10 \text{ min}$

$t_{tp}$  = tempo di trasporto puro

Il tempo di trasporto puro, assumendo moto uniforme, si calcola come

$$t = \frac{d}{V} \quad V = \text{velocità operativa (dall'handbook)}$$



Oppure si calcola mediante abachi in cui, entrando nelle ordinate con la distanza  $d$  (a una via), si sceglie una curva in base alla resistenza totale  $TR$  che impiega un mezzo x percorrere il tratto, cioè resistenza a rotolamento e resistenza di livelletta, espressa in %

$$TR = GR + RR$$

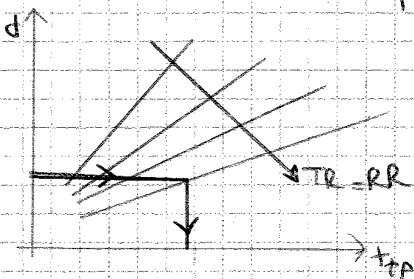
PALA GOMMATA

$$TR = RR$$

PALA CINGOLATA (non ha problemi di rotolamento)

$$\rightarrow GR = i$$

$\rightarrow RR = 2\%$  (per ruote sono grandi e c'è una certa resistenza totale) +  $0,6\%$  x ogni centimetro di affondamento degli pneumatici all'interno dello strato (se non si sa, si mette qualche cm)



Il valore  $TR$  è anche dato da tabelle, a seconda del tipo di materiale e la configurazione del rivestimento degli pneumatici.

Scelta la curva, si ottiene in ascissa il tempo aggiuntivo (in minuti) x il trasporto.

## PROBLEMI DELL'ESCAVATORE (da sottoporre a verifica)

→ capacità di sollevamento:

essa dipende dal tipo di escavatore, cioè dal peso, dal centro di gravità, dalla posizione del punto di sollevamento e dall'impianto idraulico.

Si parla infatti di

→ carico statico di ribaltamento TL:

è il massimo carico in kg che dà luogo a un momento pari al momento stabilizzante e dipende dalla posizione e dal punto di sollevamento e da come lavora il braccio.

Da qui si definisce il carico operativo limite OTL, pari a

$$OTL = 75\% TL$$

→ capacità idraulica di sollevamento CI:

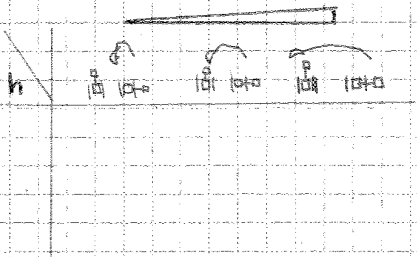
è il massimo carico sollevabile senza superare la normale pressione di esercizio, in modo da evitare la rottura delle valvole.

Il valore operativo CIO vale

$$CIO = 87\% CI$$

Da qui, si definisce la capacità nominale di sollevamento CNS come minimo dei due valori.

$$CNS = \min(OTL; CIO)$$

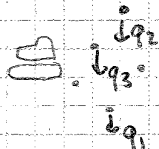


I valori limite sono riportati in una tabella dove c'è il massimo carico in kg.

Si distinguono i casi dove si lavora sia di fronte che perpendicolarmente all'asse del carro e, a seconda della quota del punto di carico (sottoterra, a filo o in alto), si leggono nelle righe i carichi massimi CI e TL.

In particolare, ogni riga corrisponde a un'estensione del braccio che varia fino a un massimo.

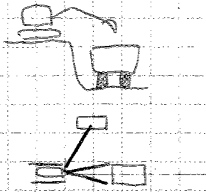
A volte, ci sono caselle vuote perché la combinazione non è adatta a fare operazioni.



Esistono anche dei grafici che danno la capacità di sollevamento nei diversi punti, con lettura più immediata (più si è vicini al mezzo, più è alto il carico).

I valori sono ricavati e tabellati in campi prove dai produttori.

$t_p$  = tempo di correzione, legato a differenze dallo standard di terreno, ostacoli e come si lavora in profondità.  
Mentre essa tiene conto delle condizioni di lavoro e della POSIZIONE OTTIMALE dove l'escavatore lavora al massimo

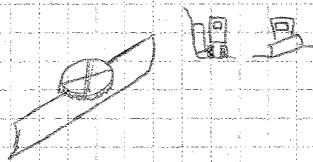


→ il camion non è di lato ma è sotto perché così l'escavatore esegue lo scavo e scarica direttamente.

→ la posizione dei cingoli rispetto all'asse del camion è di  $15^\circ$  o, se il camion è a lato, di  $60^\circ$ .

## Motolivellatrice (GRADER)

Cos'è



Essa è una macchina gommatata complessa, che presenta un telaio leggero in castrato a una torretta, in cui è alloggiato il motore.

Il telaio presenta un braccio con più pistoni che gestisce con un sistema orizzontale con una ghiera (ingranaggio) che può ruotare di  $360^\circ$  e fino a  $90^\circ$  da entrambe le parti rispetto all'asse del telaio.

Alla ghiera è fissata una lama che serve a spostare materiale, livellare e fare piccoli scavi (x scarpate piccole e fossi di guardia nel piano).

Per consentire la movimentazione della lama, il telaio è molto lungo.

Il telaio può inclinare le ruote x ridurre il raggio di curvatura e la macchina può operare con

→ TELAIU DRETTO (classico), con lama dritta

→ TELAIU ARTICOLATU, in cui le ruote anteriori sterzano x curve

→ TELAIU CON AVANZAMENTU A GRANCHIU, dove il telaio lavora in modo disarticolatu in modo che la parte anteriore sia sul fossu di scavo e la parte posteriore sia sul terreno stabile.

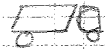
A volte, il grader è sostituito dal dozer.

APPLICAZIONI → a livello di operazioni, fa scavo e spostamento

→ a livello di lavorazioni, fa FORMAZIONE e REGOLARIZZAZIONE DI SOTTOFONDU E SCARPATE.

## Dumpers e autocarri

### COSA SONO



I dumpers sono veicoli grossi con grande capacità nominale di trasporto e sono usati in cantieri e cave. La loro struttura, suadabile o a corpo unico, è robusta e presentano un cassone ribaltabile. Essi sono gommati.

Gli autocarri sono simili, ma più piccoli.

### APPLICAZIONI

In ogni lavorazione, essi sono **ABBINATI** A ESCAVATORI O PALE CARICATRICI, poiché non lavorano mai da soli.

Il rapporto caricatore - dumper non è mai 1:1 ma 1:2 perché il dumper impiega un certo tempo  $x$  il trasporto e dunque bisogna calcolare il numero  $x$  di dumper  $x$  garantire la portata del caricatore (così non si ferma mai).

Inoltre, è necessaria una **VERIFICA DEL DUMPER/AUTOCARRO**

→ la scelta della pala è semplice perché tutti i bracci arrivano a grandi altezze.

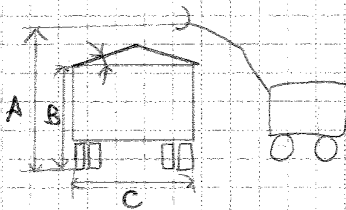
Però a una pala si associa una massima altezza di carico  $A$  (da schede), fissata alla cerniera più bassa, poiché la benna deve ribaltare e ha bisogno di spazio

→ la benna deve poter superare l'altezza del cassone e anche il massimo colmo del camion, posto a  $30^\circ$ .

In pratica, deve valere

$$A > B + \frac{C}{2} \tan 30^\circ$$

→ le proprietà del camion sono note



### PRODUZIONE ORARIA

Essa è importante perché il camion fa movimentazione e fornisce il materiale alle altre macchine.

Essa si calcola come

$$P_o = \frac{1}{F_c} Q_c$$

$Q_c$  → è la capacità effettiva, data dal prodotto della capacità teorica  $x$  il fattore di riempimento.

Se la capacità teorica è tabulata in condizioni di colmo o meno, il fattore è difficile da valutare e dunque si parla di un carico target da cui si ricava il volume.

↓ prima si ricava il volume dal volume il carico limite

Nota la produzione oraria, il problema è che il caricatore non è mai fermo durante le lavorazioni (se no, riduce la sua produttività).  
 Pertanto, bisogna scegliere un NUMERO ADEGUATO DI CAMION, pari a

$$N_0 = \frac{P_{0,car}}{P_{0,0}}$$

$N_0$  è sempre  $> 1$  e si approssima  $\times$  eccesso.

## Rulli

COS'È  $\rightarrow$  u. "Costipazione"

APPLICAZIONI  $\rightarrow$  la scelta del tipo di rullo dipende dal terreno

$\rightarrow$  TERRENO POCO ARGILLOSO (se è tutto argilla, è da scartare), che è difficile da compattare

$\Rightarrow$  RULLO A PIEDI COSTIPANTI

$\rightarrow$  TERRENO GRANULARE  $\Rightarrow$  RULLO METALLICO

$\rightarrow$  TERRENI E CONGLOMERATO BITUMINOSO

$\Rightarrow$  RULLO GOMMATO poiché, con la pressione di gonfiaggio, si riesce a regolare la profondità (se si sgonfia, si appiattisce)

## PRODUZIONE ORARIA

Essa si calcola come

$$P_0 = \frac{L \cdot V \cdot H}{p} \cdot g$$

$L$  = larghezza  $\rightarrow$  il compattatore lavora sulla superficie e non scava ma schiaccia, a cui si valuta la superficie compattata attraverso la larghezza

$V$  = velocità di compattazione, dipendente dal tipo di terreno ed è data dal produttore

$$V = 1 \div 2 \text{ km/h}$$

$H$  = spessore della strata compattata valutato a fine lavori (quanto si compatta)

$p$  = numero di passate, dato dal campo prova

$g$  = rendimento che considera la parziale sovrapposizione dei passaggi perché, a compattare tutto allo stesso modo, si passa più volte non dividendolo a filo ma con un pezzo di overlap.

### 3 Stabilizzazione chimica:

in essa, la scelta del tipo di additivo e il dosaggio è fatta sulla base di più fattori:

#### → NATURA E PROPRIETÀ DEL TERRENO DA STABILIZZARE:

non tutte le tecniche sono ammesse o variano a seconda delle condizioni.

#### → OBIETTIVO DELLA STABILIZZAZIONE:

si parla di miglioramento delle proprietà a breve/lungo termine perché molti additivi hanno un effetto tempo-dipendente, cioè l'elemento reagisce e dà un'evoluzione diversa nel tempo.



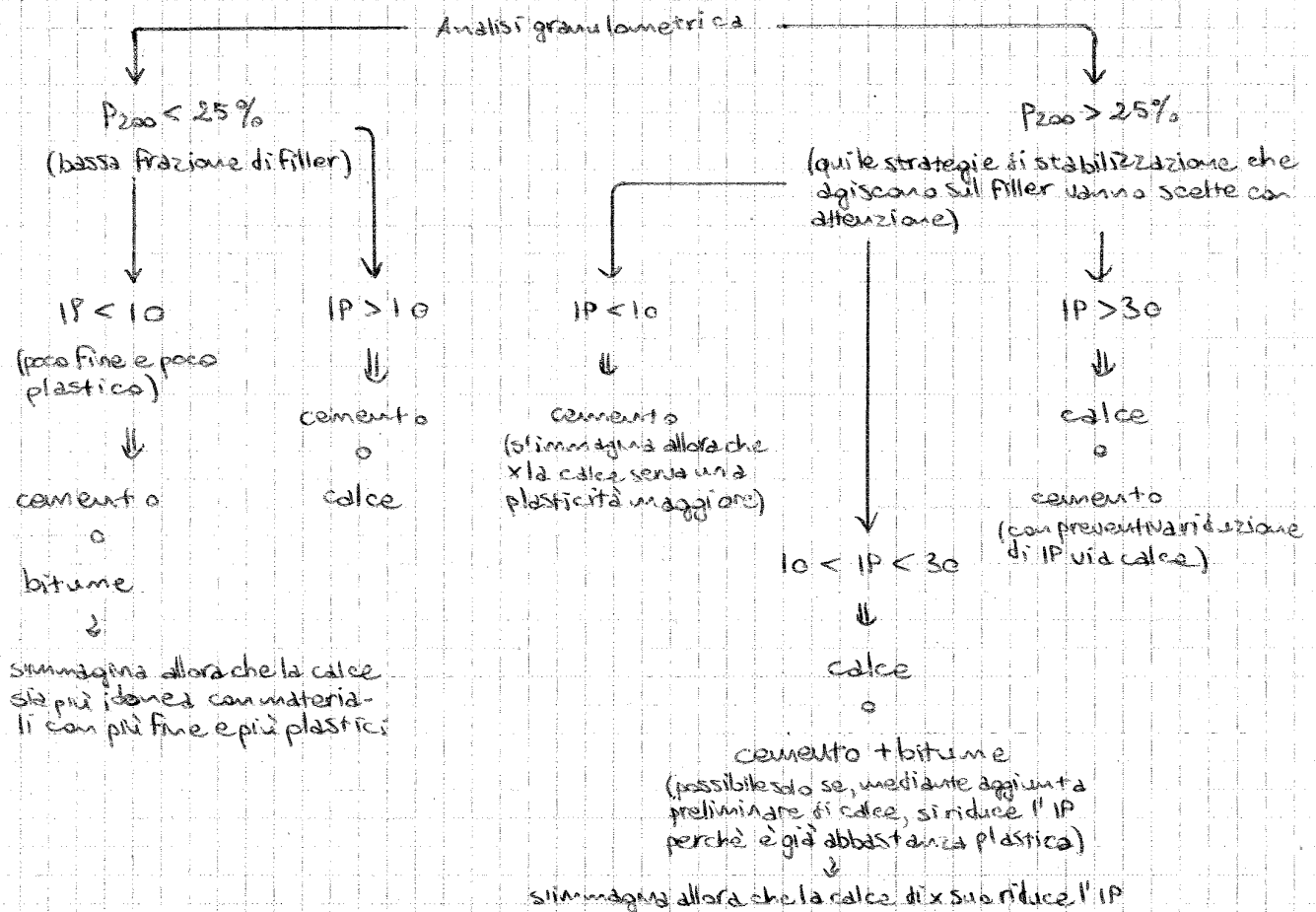
noti gli effetti di ogni additivo e note le esigenze, si fa un raffronto e si definisce la miscela.

#### → REQUISITI FINALI DELLA MISCELA STABILIZZATA, cioè resistenza e rigidità.

#### → COSTI e FATTORI AMBIENTALI

Per fissare le idee, in un processo di stabilizzazione occorre innanzitutto classificare il terreno.

La norma del Dipartimento dell'Esercito USA prevede di valutare il passante a un setaccio caratteristico (n. 200) e di determinare i limiti di Atterberg.



Dunque x stabilizzare il terreno ci si focalizza sia sull'INDICE DI PLASTICITÀ sia sulla PERCENTUALE DI FINE (granulometria).



## 6. EFFETTI:

La stabilizzazione a calce mostra effetti di più tipi

→ effetti a breve termine (reazioni immediate)

→ variazione del contenuto d'acqua naturale nel terreno:

Da una parte, è dovuto al fatto che si aggiunge materiale solido al terreno, a cui il contenuto d'acqua diminuisce.

Dall'altra, interviene l'essiccazione, dovuta sia al FISSAGGIO CHIMICO dell'acqua (si assorbe acqua e si passa alla calce idrata) e all'EVAPORAZIONE, legata al contributo termico generato dalla reazione fortemente esotermica,



Nella pratica, si nota dopo 2 ore una riduzione di umidità dell'1 ÷ 1,5% e ogni 1% di calce aggiunta

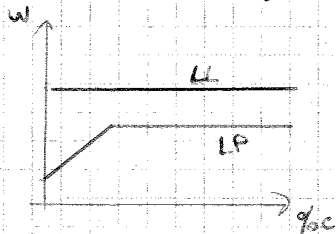
↳ 3% calce ⇒ ~ -3% acqua

→ variazione delle caratteristiche del terreno

Innanzitutto, c'è una VARIAZIONE NELLA GRANULOMETRIA perché si sta aggiungendo materiale fine e cambia la curva granulometrica. Inoltre, la formazione dell'idrossido comporta un assorbimento d'acqua e il volume d'aria occupato dalla calce idrata.

Inoltre, nei terreni plastici avviene il fenomeno della flocculazione, cioè un fenomeno di scambio di ioni tra gli ioni  $\text{Ca}^{2+}$  e gli ioni  $\text{Na}^+$  e  $\text{K}^+$ , molto presenti nelle argille. Questo fa sì che le particelle argillose tendano ad aggregarsi in macroparticelle.

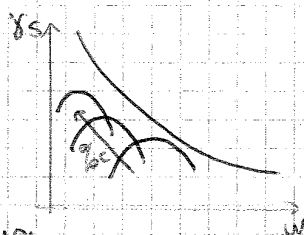
In tal modo, cambia la distribuzione granulometrica con una frazione fine uniformata e si favoriscono MISCELAZIONE e COMPATTAZIONE.



Si modifica poi la plasticità poiché la stabilizzazione a calce modifica i limiti di Atterberg.

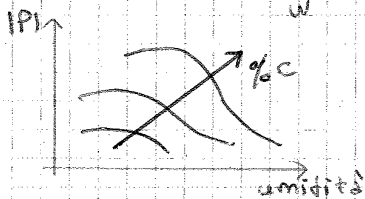
In particolare, essa ha poco effetto sul limite liquido, mentre il limite plastico aumenta all'aumentare della percentuale di calce.

In tal modo si riduce l'ampiezza del campo plastico e il materiale è più solido e meno plastico.



Per effetto della combinazione della variazione del contenuto d'acqua, dell'assortimento granulometrico e dell'indice di plasticità, si ha un miglioramento delle proprietà di compattezza.

Infatti, se aumenta la quantità di calce, la densità secca che si può ottenere è maggiore e si riesce a raggiungere l'ottimale con un'umidità minore. Inoltre le curve tendono ad appiattirsi.



Ciò porta a un miglioramento delle proprietà meccaniche. Ad es, se si valuta l'indice di portanza ( $\text{CBR}$ ) immediato, cioè in assenza di immersione in acqua, rispetto all'umidità di costipamento della miscela, si nota che la curva è più alta se c'è più calce.

## 5 PROCEDURA

Occorre fare la progettazione del trattamento con calce, che si articola in

→ ACCERTAMENTO DELL'IDONEITÀ DEL TRATTAMENTO

→ APPROVVIGIONAMENTO DELLA CALCE

→ studio della miscela in cui, al variare del contenuto d'acqua e della calce, variano le proprietà meccaniche a breve e a lungo termine.

Nel caso dei RILEVATI, si valuta il miglioramento a breve termine, x migliorare le condizioni, e si parla di miglioramento con calce.  
Il fattore di riferimento è legato alla PORTANZA

$IPI$  = indice di portanza (CBR) immediato entro 90' dalla compattazione

Il valore  $IPI$  è scelto tra valori standard o è fissato dal progettista e a esso si associa una categoria di idoneità del terreno.  
D'altra parte, si richiede un certo GRADO DI COMPATTAZIONE e, quando si realizza un terreno migliorato con calce, si richiede di raggiungere il 95% o il 97% della densità di Proctor a un valore scelto.

DC95

DC98

DC99

↓  
valori dati dai requisiti o scelti

Se si considera lo strato di sottofondo, questo è soggetto al carico del traffico e alle azioni ambientali.

Pertanto, si vuole che esso soddisfi i requisiti a breve e lungo termine e si fa dunque un trattamento che è una vera e propria stabilizzazione a calce.  
In questo caso, nel progetto della miscela si stabiliscono e si richiedono

→ CONTENUTO D'ACQUA da adottare rispetto a Proctor

→ INDICE CBR ADEGUATO in condizioni saturate, confrontato con il valore di categoria

→ RESISTENZA A COMPRESSIONE, che dev'essere sopra un valore soglia di compatibilità

→ STABILITÀ ALL'ACQUA, cioè all'immersione, espressa come

$$I_m = \frac{R(x+14_i)}{R(x+14)} \geq 0,8$$

Si confronta la resistenza a  $x$  giorni di maturazione e 14 giorni dentro o fuori l'acqua e la resistenza residua dev'essere maggiore del 80% della resistenza prevista.

→ STABILITÀ AL GELO

$$I_g = \frac{R(x+14_i + 13_g)}{R(x+14_i)} \geq 0,8$$

→ si vuole 80% del 80% della resistenza iniziale

#### ④ Compattazione

Si è così ottenuto un letto di terreno in cui si stanno sviluppando gli effetti.

Dopo di che, bisogna sempre compattare ma, poiché si opera in un terreno evolutivo, c'è un vincolo sul tempo TEMPO DI COMPATTAZIONE:

se si aspetta troppo, la compattazione diventa difficile.

⇒ in base alle informazioni date dalle prove di laboratorio, si compatta subito a seconda della rapidità di reazione.

Se questa è lenta, si può anche lavorare a 1 settimana.

La compattazione deve portare a un addensamento in situ pari all'addensamento della categoria corrispondente definita in fase di progetto.

#### ⑤ Maturazione e realizzazione degli altri strati

Qui si ragiona sul tempo perché il materiale compattato deve maturare x 7 GIORNI in modo da consentire l'indurimento (e gli effetti a lungo termine), prima di inserire gli altri strati.

Ciò dà luogo a un problema di organizzazione del cantiere, superabile mediante

→ studio di miscele che accelerino i tempi

→ tenendo conto di questi tempi nella fase progettuale.

Inoltre, durante la maturazione, bisogna evitare ECCESSIVE PERDITE DI UMIDITÀ (x via del calore di reazione) mediante innaffiamento periodico della superficie, impermeabilizzazione (già usata nel metodo bagnato) o emulsioni bituminose.

## OPERE IDRAULICHE A DIFESA DEL CORPO STRADALE

1 Quando si realizza un'infrastruttura, l'effetto macroscopico sull'ambiente è, in primo luogo la modifica dell'equilibrio idrologico dell'ambiente esterno, poiché l'opera interagisce con l'acqua in moto, cioè con

→ corsi d'acqua

→ regime di ruscellamento delle acque piovane (l'infrastruttura è un ostacolo o un elemento di convogliamento delle acque)

→ acqua di falda (in sezioni di trincea)

→ acque di piattaforma, che devono essere raccolte in modo da non pregiudicare le condizioni di esercizio

l'acqua rappresenta un nemico x l'infrastruttura poiché ha un'azione aggressiva sui materiali singoli (conglomerato bituminoso e portanza) e sull'opera, sulla stabilità delle scarpate e la relativa erosione e dà luogo al fenomeno di adquaplaning

⇒ nella progettazione e realizzazione di strutture una fase fondamentale è la progettazione e realizzazione di opere per gestire l'acqua, in particolare

→ OPERE X LA RACCOLTA E L'ALLONTANAMENTO DELLE ACQUE SUPERFICIALI:

cunette, arginelli ed embrici, fossi di guardia, pozzetti

→ OPERE DI ATTRAVERSAMENTO DEI CORSI D'ACQUA (intersezioni):

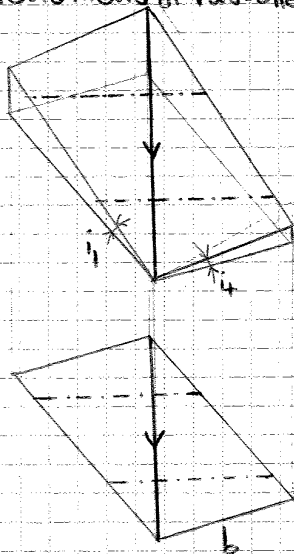
tombini e ponticelli (ponti e viadotti sono fuori dall'ingegneria stradale)

→ OPERE PER LA RACCOLTA DI ACQUE PROFONDE:

drenaggi

## 2 Deflusso delle acque superficiali

Il fenomeno di ruscellamento delle acque superficiali ha una descrizione semplice.

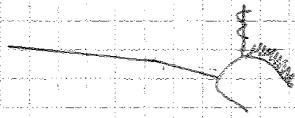


Considerando una falda stradale, questa è dotata di 2 pendenze indipendenti, una longitudinale e una trasversale (diversa da 0 x garantire il deflusso). La falda può essere la piattaforma (se la pendenza è unica) o la semilarghezza di carreggiata.

Su di essa interessa valutare l'altezza di velo idrico  $q$  che si realizza sulla superficie in condizioni di regime. Si intuisce che essa dipende dall'intensità di precipitazione e dalla pendenza (che dà la velocità di allontanamento) e dalla lunghezza dell'area che deve essere liberata. In particolare, essa vale

$$q = 0,047 \sqrt{L_j} \cdot i_L^{-0,2}$$

## 2 Arginelli e sistemi di scarico: essi sono usati in SEZIONI IN RILEVATO.



Gli arginelli sono dei sovranti o degli elementi di contenimento in terra realizzati al margine della piattaforma, in modo che l'acqua sul rilevato non ruscelli liberamente nella scarpata.

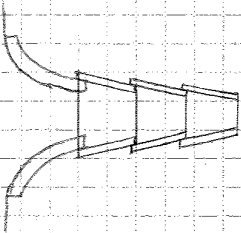
Essi di fatto creano una lama d'acqua che segue il margine della carreggiata, finché non è allontanata dal rilevato.



Siccome si è in elevazione rispetto al PC, l'acqua è incanalata in dispositivi di scarico (degli scivoli) che la riportano in scarpata e la convogliano in altri sistemi di scarico.

Tale sistema è realizzato con embrici, cioè elementi trapezoidali con sezione a U che si combinano tra loro a incastro e con essi si realizza lo scivolo a pezzi.

Per incanalare l'acqua, si realizza l'invito, cioè una zona d'imbocco avente una pendenza adeguata a incanalare nel sistema di embrici.



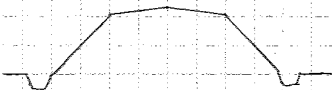
I sistemi di scarico devono essere progettati come sezioni, configurati in modo che scarichino e devono avere un distanziamento tale che coprano il loro bacino imbrifero di competenza.

VALORI TIPO →  $d = 10 \div 15$  m in curva (lato interno)

→  $d = 15 \div 20$  m in rettilineo

→ poi, a seconda dei casi, si dimensiona

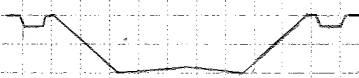
## 3 Fossi di guardia



Essi vanno a PROTEZIONE DELL'INTERO CORPO STRADALE e sono usati

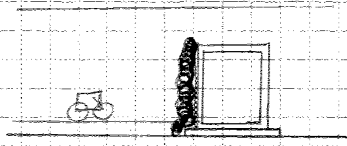
→ sia in rilevato sia in trincea (in testa alle scarpate x proteggere piattaforma e scarpate)

→ sia a monte (x evitare il ruscellamento dell'acqua verso l'opera) sia a valle (x evitare stagni d'acqua)



La loro realizzazione è complicata soprattutto in trincea, poiché la realizzazione non è sempre agevole in quanto si è fuori dal corpo stradale e si opera in condizioni disagiate (boschi, fattori geologici, etc.) ed è difficile monitorare lo stato.

In genere la forma è trapezoidale ed è ottenuta mediante scavo di terreno con pala e l'inserimento di elementi prefabbricati e rivestimento in muratura.



→ una volta installato il tombino, x costruire il rilevato si porta il terreno e si compatta ogni strato con il rullo.  
Però il rullo non può avvicinarsi troppo perché quella è una zona di inversione del senso di marcia e così la zona prossima allo scatolare è poco compattata.  
Di conseguenza, a opera conclusa, i veicoli passano su una zona ad alta portanza (quella compattata), una a bassa portanza e una zona rigida (lo scatolo), creando interazioni che danno luogo a problemi alla pavimentazione e al rilevato.

⇒ i capitalati richiedono l'uso di MATERIALE LEGATO nella parte adiacente al tombino, x avere maggiore stabilità nel tempo.

Un'altra via potrebbe essere il ricorrere a muretti d'ald, con cui si dà più contenimento.

2) Particelli: sono attraversamenti realizzati con manufatti di luce compressa tra 4 e 10 m.

Per un dato bacino, nota la precipitazione, occorre poi definire il tempo di corruvazione  $T_c$ :

è il tempo necessario perché la particella che cade nel punto idraulicamente più lontano nel bacino raggiunga la sezione di chiusura del bacino.

↓ è il tempo massimo di percorrenza

Essa è importante perché quando arriva quella particella, supponendo che l'evento si sia protratto fino ad allora, tutte le particelle sono arrivate in quella sezione. Dunque a quel tempo  $T_c$  si definisce la MASSIMA PORTATA e oltre questo tempo la portata è costante.

$$q(t \geq T_c) = q_{max}$$

→ poi quando l'intensità si riduce, la portata decresce

Il tempo di corruvazione si calcola come

→ Formula del Maryland (x CUNETTE e FOSSI DI GUARDIA)

$$T_c = 26,3 \frac{(L/K_s)^{0,6}}{i^{0,4} i_p^{0,3}}$$

$L$  = lunghezza della cunetta (definisce l'estensione del bacino prima della sezione)

$K_s$  = coefficiente di Gauckler-Strickler x la scabrezza (diverso tra calcestruzzo e erba)

$i_p$  = pendenza media della superficie scalante

→ Formula di Kirpich (x PICCOLI BACINI)

$$T_c = 0,45 \frac{L^{1,155}}{d^{0,385}}$$

→ Formula di Giandotti (x BACINI ESTESI)

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L}{0,8\sqrt{H-Z}}$$

↓ ci sono formule empiriche con diverse espressioni, termini e applicazioni, ma in tutte intervengono o fattori di geometria, pendenza e scabrezza.

→ FATTORE DI CRESCITA (riassume la legge di variazione relativa a quel periodo di ritorno)

$$K(T) = \frac{1 - k' \ln \left( \ln \frac{T}{T-1} \right)}{1 + 0,251 k'}$$

dove

$$k' = \frac{1,795}{\left( \frac{1}{CV} \right) - 0,45}$$

CV è il coefficiente di variazione, definito come

$$CV_t = \frac{S_t}{h_t}$$

e, nella relazione, si usa il valor medio del coefficiente di variazione associati a ogni durata

$$CV = \frac{\sum_{t=1}^n CV_t}{n}$$

#### IV Traduzione della portata di progetto

Si adotta la relazione

$$Q = \frac{C_T h_{Tc,T} S}{3,6 T_c}$$

$h_{Tc,T}$  = altezza con durata  $T_c$  (in ore) e tempo di ritorno  $T$

$S$  = superficie del bacino imbrifero

$C_T$  = COEFFICIENTE DI DEFLUSSO, che indica quanta acqua di quella contenuta all'interno del bacino imbrifero della sezione è conservata a la sezione (una parte è ferma a fenomeni di assorbimento ed evaporazione)

Pavimentazione  $C_T = 0,7 \div 0,9$

Terreni coltivati  $C_T = 0,2 \div 0,6$

Superficie erbosa  $C_T = 0,1 \div 0,7$

#### V Confronto portata di deflusso - portata che il singolo elemento può portare

Siccome la corrente è a pelo libero, in questo sistema si ricorre alla formula di Chezy

$$Q' = c A \sqrt{RH_i}$$

$c$  = COEFFICIENTE DI RESISTENZA, legato alla scabrezza

$$c = k_s R_h^{1/6}$$

$k_s$  = coefficiente di scabrezza  
 finto liscio  $k_s = 100$   
 → muratura in pietra  $k_s = 50$



## Drenaggi

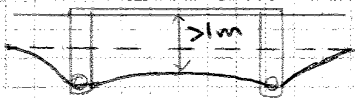
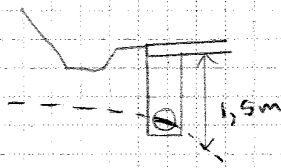
Essi sono sistemi con cui si gestisce il movimento delle acque sotto la superficie del piano campagna, sui piani d'appoggio e intrinseca.  
Il moto riguarda

→ acqua di falda

→ acque percolanti

→ risalita capillare: x gestirla si realizza uno STRATO ANTICAPILLARE con materiale grossolano, che impedisce la formazione dei menischi.

### INTERVENTO



Per realizzare un drenaggio, si scava e si riveste il foro con il gettessuto.

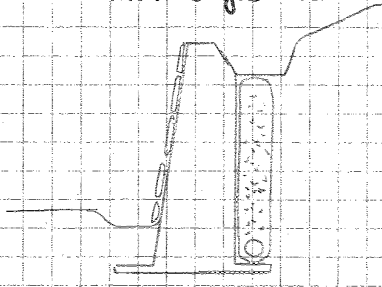
A fondo foro si posa un tubo forato avente una propria pendenza e si riempie il resto con materiale granulare. Così l'acqua è raccolta e fatta convergere verso i pozzetti.

Questi elementi intercettano la falda e così generano una depressione del pelo libero che abbassa il livello della falda in corrispondenza della zona del pozzetto, x mantenerla a una distanza adeguata dalla pavimentazione.

La dove la falda è naturalmente <sup>molto</sup> alta, occorre garantire ovunque l'abbassamento e dunque si drena di due lati (anche x evitare la risalita)

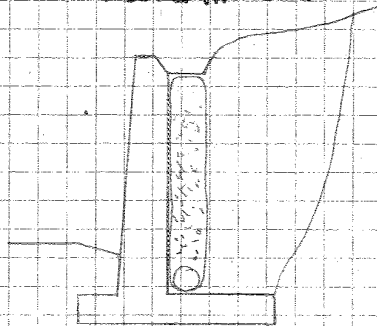
## → schema statico e materiale costitutivo

### → muri a gravità



La loro resistenza alla spinta del terreno e la stabilità è garantita dalla MASSIVITÀ della struttura, costituita da calcestruzzo o pietra di fiume legata da cemento. Essi presentano barbacani e, a tergo, un riempimento granulare che fa da drenaggio, con sotto un tubo drenante. Per limitare l'impatto, spesso dopo la scasseratura si riveste il muro in pietra, o si fa un getto successivo, a cuore maggior gradevolezza.

### → muri a mensola

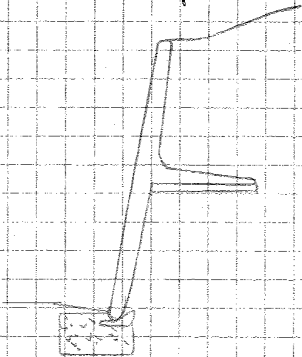


Essi hanno un FUNZIONAMENTO DI TIPO FLESSIONALE che richiede strutture snelle con fondazioni importanti. In genere la struttura è in cemento armato con ferri.

La suola di fondazione presa una parte anteriore e una parte posteriore. Su questi ultimi insistono i dreni e una porzione di volume del terreno di riporto, su cui ci si affida a aumentare la stabilità dell'opera.

↓ nei muri a gravità invece si lavora a compressione, usando elementi tozzi e non armati che sono in compressione a effetto del peso.

### → muri prefabbricati



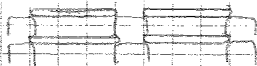
Sono in cemento armato e sono in genere prodotti in stabilimento, a essere poi assemblati in cantiere. Le dimensioni dipendono dai vincoli di trasporto.

Essi sono dei pannelli a T che sono agganciati a una platea messa in opera, la quale funge da tirante (trattiene l'opera).

In fondo ci sono il drenaggio e un ammassamento a un elemento in calcestruzzo.

↓ Sono idonei a MURI ALTI

### → muri cellulari a gabbia

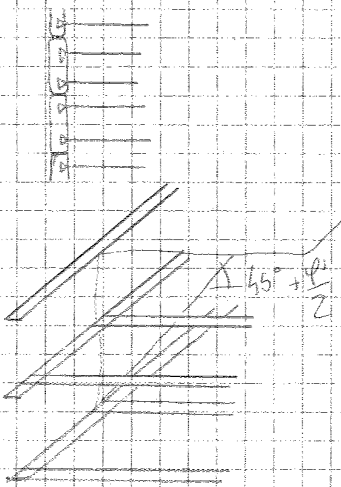


Sono dei telai realizzati in calcestruzzo che consentono la crescita della vegetazione al loro interno, in modo da mascherare l'elemento strutturale.

PRO → versatilità  
→ facilità d'impiego  
→ bassa costo  
→ sicurezza statica

CONTRO → ci sono importanti movimenti di terra all'inizio  
x realizzare l'opera l'area di pos.

SCHEMA DI FUNZIONAMENTO



Nel rilevato si sviluppa un cono di spinta sull'opera di sostegno e la spinta è contrastata dall'effetto di rinforzo che si genera tra le bandelle d'acciaio, connesse ai pannelli terminali, e il terreno. Infatti, le bandelle sono immerse nel terreno e resistono allo sfilamento dal terreno.

⇒ la struttura resiste per attrito tra armatura e terreno

L'armatura dev'essere posizionata in modo da coprire tutto il volume di terreno, sviluppandosi sia in direzione longitudinale che in senso verticale. Così presi di qua diverse quote il cono di spinta è bloccato con la forza d'attrito. Il passo tra le bandelle è costante e vale

$$h = 0,2 \div 1 \text{ m}$$

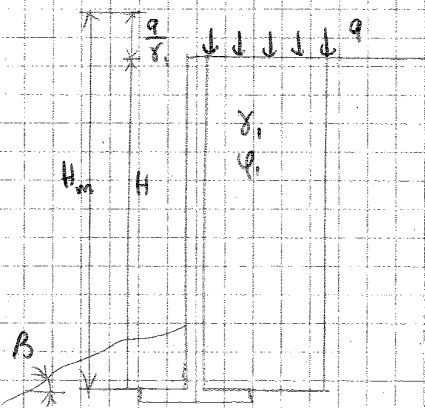
$$s = 0,8 \div 1 \text{ m}$$

Così si immagina il cono di spinta come continuamente puntellato da questi spilli, che prevenzano lo sfilamento



la geometria di posa, la quantità e la posizione delle bandelle e il tipo di acciaio sono importanti x evitare lo sfilamento

Progetto di un muro in terra armata



Dato un muro di altezza H, il calcolo esclude la suola.

Esso presenta un terreno di riempimento di lunghezza

$$L \geq 0,7 H_m$$

$H_m$  = altezza del paramento incrementata di una quantità fittizia che traduce la presenza del sovraccarico

$$H_m = H + \frac{q}{\gamma_1} \rightarrow \text{s'immagina uno spessore aggiuntivo, legato alla densità del riempimento}$$

Il terreno in situ ha come parametri  $\beta_1$  e  $\phi_1$ . Inoltre questa avrà un angolo medio  $\beta$  e un di cato con  $\beta_1$ , e in base a questo, si definisce l'approfondimento minimo  $D_{min}$  da dare alla suola rispetto al piano campagna residuo, x avere stabilità

$\beta$	0	18	27	36
---------	---	----	----	----

$\alpha$	20		5	$D_{min} = \frac{H_{min}}{\alpha}$
----------	----	--	---	------------------------------------

Se l'angolo è minore, l'approfondimento è minore

→ zona resistente:

In questa zona la bandella è immersa in modo da contrastare lo spostamento e dunque qui essa resiste allo sfilamento.

La lunghezza di bandella che ricade in questa zona è detta lunghezza efficace e questa è l'unico contributo  $\times$  la resistenza che si sviluppa dall'armatura e che contrasta l'effetto della parte attiva.

↓  $\times$  la resistenza s'ignora la zona attiva

La forma geometrica è simile a prima:

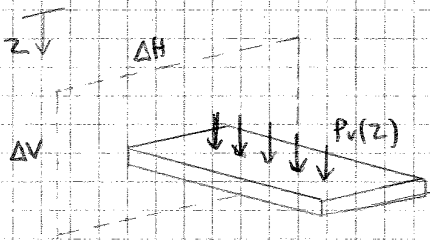
Si parte dal fondo del muro con un angolo  $\arctan 0,3$  e, intercettando il piano campagna, si trova l'origine dell'asse  $z$ , da cui si quota. Poi si scende in verticale di  $H/2$ , dove si intercetta la linea di angolo  $\arctan 0,6$ . La parte a sinistra è la zona attiva, la parte a destra è la zona resistente.

Definite le ipotesi, si procede al dimensionamento, che si basa su 2 verifiche

→ Verifiche esterne: sono le classiche verifiche relative a un muro di sostegno

→ Verifiche interne

→ verifica a rottura del rinforzo



Essa prevede di valutare la TRAZIONE MASSIMA nelle bandelle, dipendente dalla loro posizione.

In teoria, la verifica va fatta su tutte le bandelle, ma in genere quelle che soffrono di più sono le bandelle più in basso.

Il tiro da sopportare vale

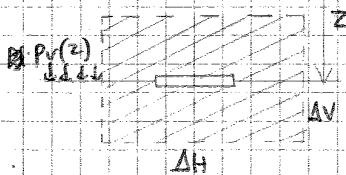
$$T_{max} = k(z) p_v(z) \cdot \Delta H \cdot \Delta V$$

$\Delta H \cdot \Delta V$  = area della zona d'influenza della bandella

$k(z) p_v(z)$  = spinta del cono di terreno (in termini di pressione) dove  $k$  è il coefficiente di spinta

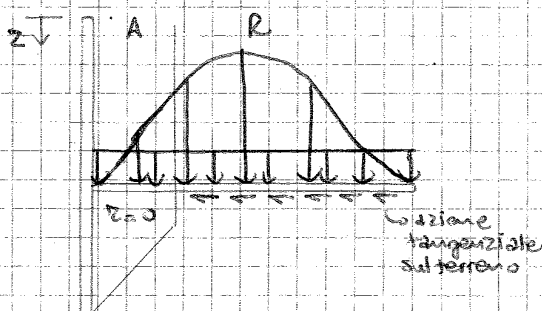
$p_v(z)$  = pressione verticale agente sulla bandella. Si potrebbe usare l'approssimazione, che però non è a favore di sicurezza, come è

$$p_v(z) = \gamma z$$



In realtà il terreno che agisce sulla bandella non è semplicemente caricato dal peso proprio ma è in CONDIZIONI PRESSO-INFLESSE:

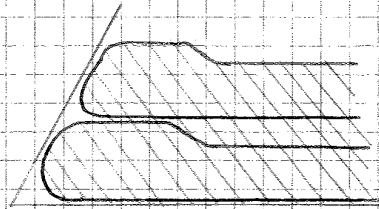
La porzione di terreno è caricata dall'alto (flessione) e schiacciata dall'effetto delle bandelle (sono in trazione e,  $\times$  attrito, partono in compressione il terreno).



⇒ componendo queste azioni,  $\times$  effetto della presso-inflessione, c'è una diversa forma della distribuzione delle tensioni verticali e questa cambia a seconda della posizione della bandella, poiché cambia la zona attiva.

## Terre rinforzate

### COSA SONO

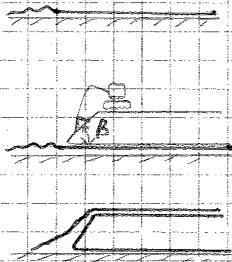


Si parla di muri di terra rinforzata (o materassi) perchè sono realizzati appoggiando dei "materassi" di terreno uno sopra l'altro.

I materassi sono costituiti da strati di 30-40 cm di terreno compatto avvolti da geotessile, che ha lo scopo di trattenere lo sfilamento e dunque la spinta del terreno dovuta alla sua configurazione. Il geotessile ha una piega, che dev'essere dimensionata.

Il terreno dev'essere di buona qualità e con aggregati piccoli, x evitare punzonamento.

### MODALITÀ DI POSA



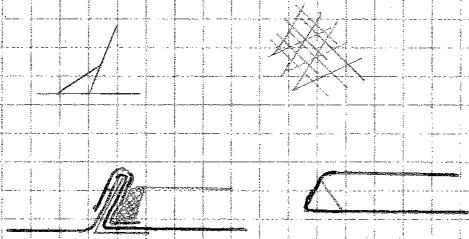
#### Muri di terra rinforzata senza casseri

innanzitutto si stabilisce un angolo  $\beta$  di inclinazione della terra rinforzata, al massimo di  $80^\circ$  x via delle grosse deformazioni nel geotessuto.

Si compatta poi il piano di posa e si stende la 1. membrana di geotessile.

Si posa poi il terreno a strati di 30-40 cm e lo si compatta e gli si dà un'inclinazione attraverso una benna e una piastra vibrante.

Infine si risvolta, ma questa è una fase delicata in cui si rischia di rompere il geotessile.



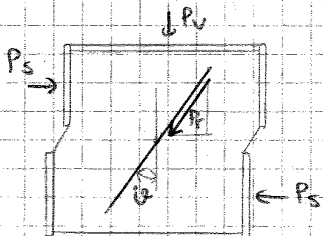
#### Muri di terra rinforzata con casseri

Il cassetto è in genere una griglia, rimovibile o non, avente già l'inclinazione  $\beta$  in modo di facilitare la realizzazione.

Una volta inserito il cassetto, si compatta e si risvolta il geotessile. La griglia presenta cappucci sulle punte x evitare la perforazione del geotessile.

In genere, contro la parete interna del cassetto si mette uno strato di 20 cm di terreno vegetale (trattenuto da un altro strato di geotessile) x mascherare la griglia.

### SCHEMA DI FUNZIONAMENTO



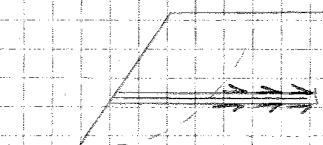
Se si inserisce un elemento rigido trasversale in una scatola di taglio soggetta a un'azione verticale  $P_v$  e una orizzontale  $P_s$ , il terreno si deforma e, essendo l'elemento di rinforzo elastico.

Questo caso si deforma in trazione e s'instaura in esso una resistenza  $P_r$ , di componenti  $P_r \cos \theta$  e  $P_r \sin \theta$ .

Ciò dà luogo a 2 effetti:

→ incremento di  $P_v$

→ controresistenza al taglio



Di fatto, i vari elementi stanno in piedi grazie al geotessile di rinforzo e alla tensione di attrito perchè, definita la superficie di rottura, nella parte resistente si lavora x attrito.

In fine si usa il classico **FATTORE DI SICUREZZA**  $\gamma_F$  x ridurre la resistenza a trazione in opera al fine di evitare eccessive deformazioni (al valore massimo, corrisponde  $\epsilon = 20-30\%$ )  
 In tutto, si abbatte  $4 \div 5$  volte la resistenza.

A questo punto, è chiaro che il dimensionamento non è semplice e si basa sugli abachi di Jewell:

essi schematizzano la soluzione mediante dei nomogrammi, adatti agli studi preliminari. Essi sono distinti in base alla pressione neutra  $r_u$  dell'acqua presente all'interno del terreno (necessaria x la compattazione), coesione  $c'$  e proprietà del terreno ( $\gamma$  e  $\varphi'$ ).

In particolare, ci sono 2 nomogrammi

→ in uno, in base all'inclinazione  $\beta$  e alla resistenza  $\varphi'$  del terreno che riempie i materassi (se il valore non è presente nel diagramma, si interpola), si ottiene il **COEFFICIENTE DI SPINTA**  $K$  del cuneo che interessa la membrana.

→ nell'altro, a partire dalle stesse informazioni, si ottiene il rapporto  $L/H$  che garantisce la stabilità del terrapieno.

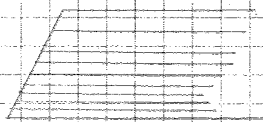
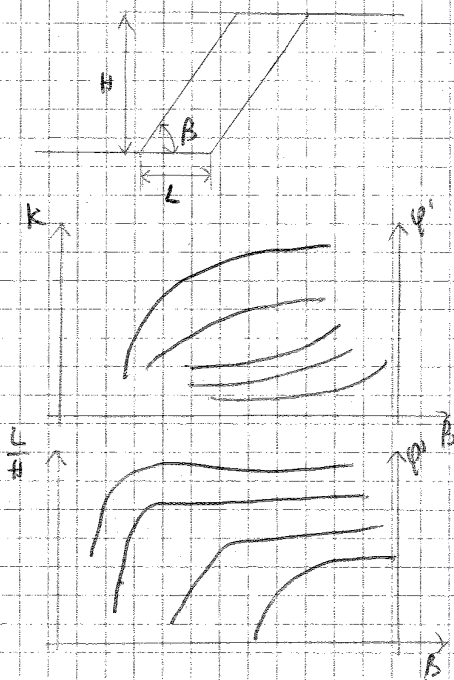
Si osserva che il valore  $\beta$  è scelto e anche  $H$  è noto e, in presenza di sovraccarichi, vale

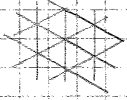
$$H = H' + \frac{q}{\gamma}$$

Dal rapporto  $L/H$  si ottiene la **LUNGHEZZA DEL RINFORZO**  $L$ .  
 Dopo di che si determina la **SPAZIATURA MINIMA**, cioè lo spessore del materiale, che si calcola a partire dal coefficiente di spinta  $K$  e la resistenza di progetto  $P_r$

$$s = \frac{P_r}{\gamma_i} \frac{1}{K(\gamma_2) + q} \rightarrow \text{quota della spinta delle terre}$$

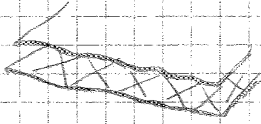
La verifica è fatta a diverse quote e s'infittisce in basso.





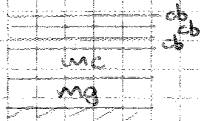
→ geotessili: hanno struttura simile alle geogriglie ma hanno un'orditura particolare dove gli elementi sono più comunicanti.

→ geomembrane: in genere sono bitumate x garantire una certa impermeabilità e si usa x IMPERMEABILIZZAZIONI o SISTEMI DI SEPARAZIONE.



→ geocompositi: un esempio è dato da geotessile + geogriglia che permettano il passaggio e il successivo allontanamento dell'acqua, grazie alla struttura molto aperta. Esso è usato anche x rivestire pendii a rischio di erosione (ricoprendoli con terreno vegetale) e x muri di sostegno.

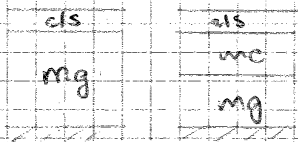
→ sovrastrutture semi-rigide



Sono simili in struttura, ma lo strato di fondazione ora è un BISTRATO in mix granulare + mix cementato. Il mix cementato non è calcestruzzo a magrone, ma è un mix con una certa percentuale di cemento che garantisce migliori prestazioni; si è dal punto di vista strutturale che del degrado.

Esse sono usate perché, in alcuni casi, i carichi superficiali determinano elevate tensioni al sottofondo e, a costi, non conviene aumentare lo spessore dello strato.

→ sovrastrutture rigide

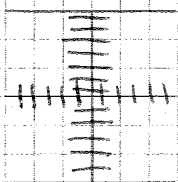


In ambito stradale sono usate in zone molto caricate. Negli aeroporti, si usano a i piazzali di stazionamento dei velivoli, poiché le gambe di forza trasmettono un grande carico che il tristrato non riuscirebbe a ripartire; il bitume lavora bene solo con carichi dinamici, mentre con quelli statici rischia deformazioni permanenti; il bitume può essere corrosivo dal carburante.

In esse, la lastra in calcestruzzo poggia su una fondazione in solo mix granulare o mix cementato + mix granulare (x alti carichi). Il tutto poggia sul sottofondo (terreno o bonifica).

A seconda della realizzazione della lastra, ci sono 3 tipologie di sovrastrutture rigide

→ sovrastrutture rigide a lastre con giunti:



trasferiscono i carichi

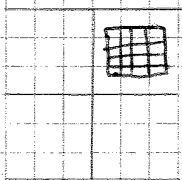
sono costituite da lastre di 5-6 m dove l'unico ferro strutturale si trova nei giunti ed è dato dalle BARRI DI PARTECIPAZIONE DEL CARICO.

Esse sono barre lisce di diametro (30-50 mm) e lunghe 50 cm, disposte secondo un passo dipendente dal carico. Esse servono a impedire la fessurazione, poiché in esse si sfoga la forza di compressione che si genera nella fase di presa e indurimento.

Tali barre sono allineate nella direzione preferenziale di transito e sono accompagnate da BARRI DI COLLEGAMENTO, che non hanno fini strutturali ma uniscono solo i blocchi.

In genere, si usa cemento ad alta resistenza, con alte prestazioni ma anche con forte idratazione e ritiro.

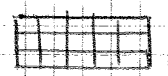
→ sovrastrutture rigide a lastre con armatura rinforzata:



L'armatura è semplicemente una rete elettrosaldata, con la quale si possono ridurre i giunti.

Con i giunti, infatti, c'è un costo x la loro realizzazione ma l'armatura si prende il ritiro e consente il loro allontanamento.

→ sovrastrutture rigide ad armatura continua



L'armatura è posta in mezzera della strato, sia in direzione orizzontale che trasversale e non ci sono giunti.

In questo caso, si accetta una microfessurazione.



- ↳ ENTITÀ DI CARICO → 80 kN = carico di riferimento x strade  
 → ≤ 500 kN x gambe di forza (molto alte)

## Prestazioni delle pavimentazioni

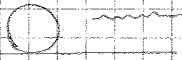
1) L'obiettivo è costruire una pavimentazione mediante selezione del materiale e la sua valutazione, con l'obiettivo di garantire adeguate prestazioni.

2) Innanzitutto, la descrizione di una pavimentazione è complicata perché in una sovrastruttura ci sono molte interazioni:

data la superficie della pavimentazione questa è sede dell'interazione pneumatico-pavimentazione dove lo pneumatico trasmette una sollecitazione alla pavimentazione e ciò può determinare l'ammaloramento.

Da questa interazione poi possono insorgere altri effetti. Il rumore di rotolamento (prodotto dalle vibrazioni del battistrada) può infatti produrre disturbo nell'ambiente.

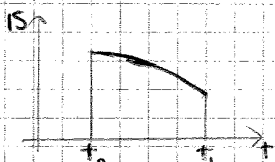
↳ il disturbo si lega al tipo di pneumatico, rugosità e condizioni di interazione



D'altra parte, la pavimentazione trasmette una sollecitazione allo pneumatico e ciò ha effetti sul MOTORE DEL VEICOLO. A seconda della superficie, ci sono vibrazioni che disturbano gli occupanti del veicolo (con conseguenze su comfort e sicurezza x la possibilità di controllo) e deteriorano il veicolo.

Inoltre, x l'interazione veicolo-pavimentazione c'è anche un effetto sul carico trasmesso alla pavimentazione, perché uno stesso carico su pavimentazioni di rugosità diversa dà effetti diversi (si trasferisce un carico più o meno vicino a quello statico).

3) Visto il contesto di interazione, si possono descrivere le prestazioni della pavimentazione da diversi punti di vista (rumore, vibrazioni indotte sugli occupanti, stato di sollecitazione indotta da carichi in movimento, etc.). Queste risposte sicuramente dipendono dal tempo.



Dato un generico INDICATORE DI STATO, che descrive la risposta della pavimentazione in funzione del tempo, a causa dei vari fenomeni d'interazione, esso tende a evolvere nel tempo. Tipicamente, c'è un decadimento che si lega all'ammaloramento.

Si nota che la RISPOSTA è un valore assunto da un indicatore in un certo tempo (è una sorta di "istantanea").

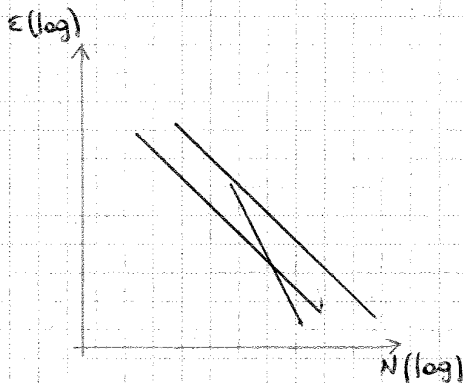
Invece la PRESTAZIONE dà il comportamento del veicolo nel tempo, cioè descrive la tempo-dipendenza del comportamento della sovrastruttura e può essere

$$IP = \int_{t_1}^{t_0} IS(t) dt$$

Immaginando la pneumatica in moto, un generico punto sulla superficie si troverà in trazione, poi in compressione e di nuovo in trazione, cioè questo elemento sperimenta una storia tensionale in direzione longitudinale di trazione/compressione/trazione. L'elemento sotto ha una storia duale di compressione/trazione/compressione.

⇒ i punti degli strati legati subiscono, al passaggio dei veicoli, una tensione ciclica col cambio di segno delle sollecitazioni. Per effetto di questo, si applicano tanti carichi che sono sotto il limite di rottura ma, a un certo punto, avviene rottura e si parla di rottura per fatica.

A causa dell'applicazione ripetuta di cicli di sollecitazione di segno opposto, si raggiunge la condizione limite di rottura anche a ~~condizioni~~ stati di sollecitazione inferiori alle condizioni di rottura statica.



Per valutare tale fenomeno, ci si riferisce alle curve di fatica:

il fenomeno della fatica è descritto con rette (in un piano bilogarithmico) che associano al livello deformativo il numero di cicli che si possono sopportare prima della rottura (se il livello è basso, il numero è alto). Da qui si può dedurre la durata a fatica.

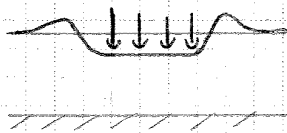
↓ non c'è un unico valore di resistenza a fatica ma dipende dal livello deformativo applicato

Da qui si capisce che i materiali delle sovrastrutture devono essere progettati in modo da avere una buona resistenza a fatica cioè la rottura a fatica deve avvenire con un ciclo di carichi compatibile con dei limiti fissati.

→ accumulo di deformazioni permanenti (effetto x i carichi di traffico)

Esso si presenta in forma di ormaie, cioè solchi longitudinali che si formano in corrispondenza delle tracce battute dagli pneumatici (sorta di binari). Questi abbassamenti sono frutto di deformazioni permanenti non recuperabili.

Il fenomeno può riguardare tutti gli strati, solo lo strato legato a bitume o solo gli strati non legati.



Per capire in quale zona si accumulino le deformazioni, ci si riferisce alla forma delle ormaie

→ si consideri un sottofondo rigido (se caricato, ha solo deformazione recuperabile) con sopra conglomerato bituminoso.

Essendo questo deformabile ad alta temperatura, si ha deformazione permanente solo nello strato di sommità. Tipicamente, si ha un abbassamento del piano di imposta sotto la traccia dello pneumatico e un rigonfiamento laterale (poiché il volume è costante).

Il grado di rigonfiamento laterale dipende da quanto il volume sia costante.

⇒ se si ha un'ORMAIA AD ELEVATA CURVATURA, ciò è da imputare all'ABBASSAMENTO DELLA SOMMITÀ della sovrastruttura.

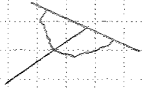
## Fenomeni di degrado in sovrastrutture rigide

I fenomeni tipici possono essere

→ fessure : ne esistono di più tipi

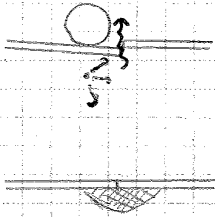
→ fessure longitudinali, dovute ad azioni di carico che superano la resistenza a ~~tutto~~ flessionale trazione.

→ fessure trasversali, legate a problemi termici



→ fessure ad angolo, che sono rotture a semicerchio che nascono in prossimità degli angoli se c'è un carico puntuale.

→ pumping : è un fenomeno che si verifica in prossimità dei giunti.



Data una lastra in calcestruzzo, se i giunti non sono ben sigillati, la pioggia si infila e satura fondazione e sottofondo, andando a diminuire le proprietà di portanza. Quando la lastra è caricata, essa tende a inflettersi e, in assenza di sistemi di compartecipazione delle lastre, la deflessione è forte e l'acqua è in sovrappressione. La sovrappressione si sfoga poi nel giunto, provocando la risalita d'acqua nel giunto, che si porta dietro del materiale fine. Questo materiale è dunque perso.

Il fenomeno innesca un degrado molto rapido poiché si sta togliendo materiale e dunque il sistema è reso più deformabile, la deflessione aumenta e le sovrappressioni sono maggiori. L'effetto è la rottura della lastra e lo scalfamento del giunto, cioè nasce uno scalino x la deformazione permanente x effetto del trasporto indotto dal pumping.

È poi presente una zona di transizione dove si crea una zona di contatto nella parte bagnata.

Segue una zona finale dove il contatto è tutto asciutto. Questa zona si viene a creare perché nell'accoppiamento battistrada - macrotessuto si vengono a creare dei micro-canalicoli che consentono l'evacuazione dell'acqua sotto pressione (deformandosi, la pneumatica tende ad aderire alla pavimentazione).

La geometria dei canalicoli influenza il raggiungimento della zona asciutta e, se c'è molta rugosità, la dimensione dei canalicoli aumenta.

→ se la lunghezza d'onda supera i 50 mm, si parla di megatessitura e s'intende l'irregolarità della pavimentazione.

Esistono dei modelli analitici che uniscono le informazioni relative a microtessitura e macrotessitura nell'interazione pneumatica-pavimentazione, modulando a seconda della velocità.

D'altra parte, nelle Norme Tecniche di Capitolato si prevedono prove x vedere se la pavimentazione presenta le giuste caratteristiche di microtessitura (tramite misura indiretta dell'aderenza a bassa velocità) e di macrotessitura (misura geometrica).

## DISSESTI

→ perdita di tessitura superficiale:

si vuole evitare che microtessitura e macrotessitura subiscano un decadimento nel tempo. Le tipiche cause sono:

→ usura dovuta al transito continuo delle vetture (azioni tangenziali), che provoca abrasione della microtessitura.

Esistono però particolari aggregati lapidei che pur consumandosi, tendono a manifestare una buona rugosità. Si parla in questo caso di RESISTENZA A LEVIGABILITÀ.

→ presenza di IMPURITÀ (detriti, elementi provenienti dal consumo di parti meccaniche del veicolo e dello pneumatico, pollini, etc.) che possono accelerare il degrado.

→ ACQUA, che può dar luogo a dilavamento (e' meno forte)

→ in alcuni aggregati possono esserci effetti negativi sulla tessitura dovuti alla ripetizione di cicli di gelo - disgelo.

In generale, sono azioni meccaniche a volte coadiuvate da azioni ambientali e queste riducono la microtessitura, anche se possono agire anche sulla macrotessitura.

→ irregolarità e mega tessitura:

Innanzitutto, la megatessitura presenta una lunghezza d'onda di distorsione compresa tra 50 mm e 50 cm, mentre l'irregolarità ha lunghezza d'onda sopra i 50 cm.

Queste deviazioni in genere sono dovute a DIFETTI COSTRUTTIVI.

Ad es, la posa avviene con macchine semoventi alimentate e dotate di sistemi di regolazione dell'altezza di banco. Si possono però avere problemi di alimentazione, omogeneità o la macchina può fermarsi e ripartire e così nascono in direzione longitudinale delle ondulazioni difficili da eliminare con la compattazione, poiché corrispondano a spessori diversi.

D'altra parte, il materiale può non essere adeguato o ci sono anche azioni indotte dal traffico perché questo (schematizzato con un carico omogeneo), a ogni sobbalzo, scricchi e carichi maggiori e aumenta l'irregolarità.

## Aggregati lapidei

1 Poiché la pavimentazione è costituita da una matrice con aggregati, bisogna passare a la loro selezione:

si valutano le caratteristiche su cui focalizzarsi a selezionarli e garantire il rispetto delle prestazioni finali.

↓  
è un aspetto molto importante perché molti problemi derivano da una cattiva selezione.

## 2 Aggregati lapidei:

sono PARTICELLE GRANULARI di origine minerale, usati sia in forma sciolti che con leganti. Essi si usano nelle pavimentazioni stradali.

Es Mix granulari, mix cementati, conglomerato bituminoso o cementizio e trattamento superficiale (a gestire i fenomeni d'usura e ripristinare la tessitura).

3 ORIGINE: essi possono provenire da siti diversi, con depositi naturali che danno già in forma sciolti (basta operare con un escavatore - es Sabbie e ghiaie) oppure prodotti da metodi di estrazione con cava (frante rocciosa, oggetto di prelievo del materiale).

A seconda delle rocce d'origine (igneo, sedimentarie o metamorfiche), si ottengono aggregati con diverse proprietà mineralogiche e dunque diverse proprietà meccaniche.

In realtà è più importante conoscere la MINERALOGIA delle componenti perché influenza tessitura, resistenza e affinità al legante usato a confezionare la miscela.

↓  
minerali silicei, feldspati, carbonati, ferromagnetici e minerali d'argilla (questi sono problematici)

## 4 CICLI DI PRODUZIONE:

le fasi tipiche sono

→ ESTRAZIONE

→ TRASPORTO

→ FRANTUMAZIONE: i frammenti sono meccanicamente ridotti in modo graduale (operazione complessa)

→ STOCCAGGIO: nella lavorazione si definiscono le classi granulometriche da stoccare e, mediante un sistema di vagli, si realizzano cumuli di materiale diverso.

Nell'ambito dell'aggregato fine, i diametri di riferimento sono  $D \leq 2$  e si definisce la classe

GF 85

In realtà, è possibile avere anche una classe unica (comprendente aggregato grosso e fine) che va da  $d = 0$  a  $D \leq 45$ .  
Questo però è poco idoneo x i conglomerati bituminosi perché in essi si cerca una calibrazione.

Esiste poi una denominazione corrente, che si riferisce alle dimensioni

- $\phi = 25 \div 75 \text{ mm}$  ⇒ PIETRISCA (se di frantumazione)  
GHIAIA GROSSA
- $\phi = 10 \div 25 \text{ mm}$  ⇒ PIETRISCHETTO (se di frantumazione)  
GHIAIA FINE
- $\phi = 2 \div 10 \text{ mm}$  ⇒ GRANIGLIE
- $\phi \leq 2 \text{ mm}$  ⇒ SABBIE

In riferimento alla granulometria, si dovranno comporre nella pratica diverse classi, fino a ottenere una distribuzione granulometrica complessiva che sia compatta e non abbia tanti vuoti.  
Per fare questo, bisogna tendere a una curva di distribuzione detta curva di Fuller, che fa riferimento al diametro massimo  $D$  e definisce il passante al diametro  $\phi$  corrente.

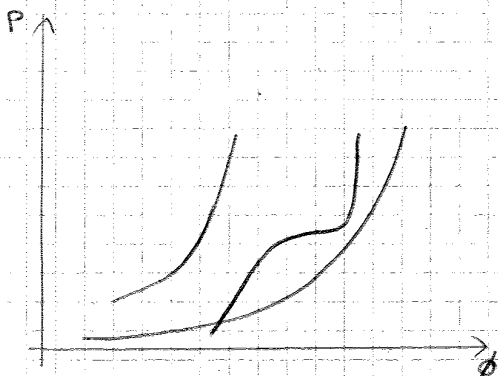
$$P(\phi) = 100 \left( \frac{\phi}{D} \right)^n$$

<sup>(log)</sup> Questo è il risultato teorico relativo a un sistema di aggregati sferici che si combinano in modo da colmare i vuoti.  
Questo però non è il target più adeguato e si consiglia, x ottenere la distribuzione granulometrica con il massimo grado possibile di addensamento, di adottare

$$n = 0,45$$

L'obiettivo è il MASSIMO IMPACCHETTAMENTO perché ciò influenza una serie di caratteristiche

- caratteristiche meccaniche della miscela composta
- lavorabilità della miscela composta, cioè attitudine alla messa in opera e addensamento.



Se poi si valuta il passante in funzione del diametro (in scala logaritmica perché le dimensioni delle particelle coprono più ordini di grandezza), si possono in genere riconoscere diverse granulometrie

- le curve continue indicano miscele che coprono paritetivamente tutte le granulometrie
- se ci sono dissenze e salti, mancano delle frazioni di particelle.

Da qui si accumulano i vari elementi non cubici, ottenendo  $M_2$  e di conseguenza  $S_1$ .

↓ la norma vincola poi dei valori minimi di massa x la prova x questioni di rappresentatività.

Un altro parametro di riferimento è l'indice di appiattimento (flatfiness)

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

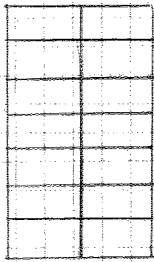
$M_2$  = massa dei granuli passati ai diversi stacci

$M_1$  = massa di tutte le classi dimensionali

Di fatto, si prendono gli aggregati e si dividono in classi dimensionali ben definite e molto granulari, del tipo

40/50 mm

10/12,5 mm



Ogni classe di granuli è poi fatta passare in uno STACCIO A BARRE che non ha maglie ma fenditure con aperture diverse a seconda della classe dimensionale, poiché l'apertura coincide con il massimo diametro di ogni classe monogranulare

Es 10/12,5 ⇒ ap. n. 6,3 mm

In tal modo, si isolano gli elementi appiattiti.

Esistono dei vincoli rispetto all'indice FI e  $S_1$  e c'è un valore massimo ammissibile.

→ proprietà fisico-meccaniche

→ massa volumica:

è una grandezza molto delicata da misurare ed è importante x convertire il volume in massa.

Essa si calcola in due condizioni di riferimento

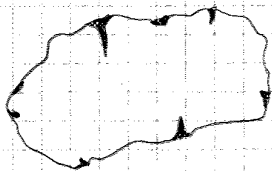
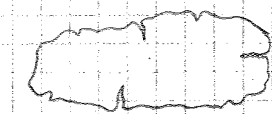
→ aggregato asciutto:

i granuli presentano una porosità superficiale e si parla di massa secca  $M_s$  e volume netto dell'aggregato  $V_N$  (al netto delle porosità).

→ nelle interazioni, il volume che realmente occupa il granulo è dato dal contorno, poiché i pori comunque sono piccoli. Si definisce così un'altra condizione caratteristica, detta aggregato saturo a superficie secca:

immergendo l'aggregato, l'acqua penetra nei pori ed è trattenuta fino alla superficie. Poi si asciuga superficialmente, lasciando però l'interno dell'aggregato saturo.

In questo caso, si ha una massa secca con acqua assorbita  $M_{ssd}$  e un volume  $V_B$  effettivo che il granulo realmente occupa, insieme all'acqua nella porosità (se questa non è troppo piccola).



E Essa è una prova importante perché indica cosa usare e non usare e la norma fissa

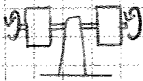
→ velocità e numero di rotazioni

→ peso del campione

→ carica abrasiva

→ resistenza all'usura:

In questo caso, si fa riferimento alla prova micro-Deval.



Essa è una sorta di piccola prova Los Angeles, in cui l'abrasione delle sfere è operata all'interno di un ambiente con diverse proprietà e il fenomeno di abrasione si produce in presenza di acqua.

Se la prova Los Angeles misura la frammentazione (ci sono colpi), adesso è presente una massa con cariche abrasive e acqua e nasce così anche un fenomeno di ABRASIONE.

Si misura così una resistenza all'usura.

$$M_{DE} = 100 \frac{M_0 - M_{1/60}}{M_0}$$

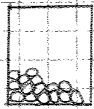
Spesso nelle norme tecniche i vincoli di usura e frammentazione sono accoppiati; altre volte sono alternativi.

→ resistenza alla levigazione:

è una caratteristica utile della pavimentazione poiché è noto che la microtestitura mobilita una buona parte di aderenza in condizioni di pavimentazione bagnata a basse velocità. Le microasperità, infatti, creano una condizione di contatto prossima all'asciutto poiché bucano il film.

Sapendo che avviene sempre l'usura della pavimentazione e della Superficie degli aggregati lapidei esposti, si vuole mantenere comunque la microtestitura

⇒ x questo motivo, non si ragiona sulla resistenza all'usura bensì sulla resistenza alla levigazione cioè, pur consumandosi, l'aggregato deve conservare l'asperità superficiale.



Pertanto, in laboratorio, si analizzano preventivamente gli aggregati che concorrono a questi fenomeni

$$\phi = 6,3 \div 10 \text{ mm}$$

Questi sono selezionati uno a uno in modo da ricostruire in un cassero un mosaico continuo. Per incollarlo, è presente un supporto in composto cementizio (dà la rigidità e poter maneggiare) e resina sintetica (ridurre la fragilità). La base non è rettangolare ma non piana, bensì curva e così si ottiene una bandella arcuata.

Il campione è montato all'interno di un apparecchio avente una ruota porta campioni, su cui si montano in serie 16 campioni. I campioni sono poi sottoposti a un processo di levigazione accelerata, attraverso l'interazione tra la ruota porta campioni e una ruota gommata che grava con una certa forza (data attraverso un sistema di leve).



→ sensibilità al gelo:

la pavimentazione è a contatto con l'acqua e, in certi climi, nascono dei cicli termici gravosi. A volte, l'acqua si infila nei pori superficiali dell'aggregato lapideo e può determinare dei fenomeni di degrado dell'aggregato a causa del congelamento (l'acqua aumenta di volume). Ciò comporta un rischio di PERDITA DELLA TESSITURA SUPERFICIALE e della REGOLARITÀ.



Per indagare il fenomeno, si usa una via comparativa dove la frazione grossolana ( $8 \div 16$  mm) è sottoposta a cicli di gelo - disgelo mediante gradienti normali e un range di temperatura tra  $-17,5^\circ\text{C}$  e  $20^\circ\text{C}$ . Il materiale è sottoposto a 10 cicli. Da qui si confrontano i coefficienti Los Angeles del materiale soggetto al ciclo e del materiale "normale" e si valuta la variazione percentuale.

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

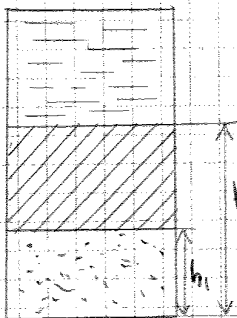
Infatti, se ci sono fessure, nella prova di frammentazione si ottiene più fine.

→ equivalente in sabbia:

è una proprietà che caratterizza la frazione fine di sabbia. Si richiede infatti che la sabbia sia SABBIA PULITA, cioè esente di materiali contaminanti di natura argillosa e/o organica. Questi tendono a rivestire i granuli e inficiare le relazioni con il legante e le interazioni all'interno della massa.

⇒ è richiesta un'elevata qualità di pulizia.

Si fa allora riferimento alla prova EIS, in cui si sottopone una quantità di sabbia a un'azione di lavaggio mediante una soluzione d'acqua e additivo, cioè la si immerge in una miscela di acqua e additivo che separa l'argilla. Il tutto è poi inserito in un agitatore meccanico, dove si produce un lavaggio standard e si lascia poi riposare x 20 minuti. Alla fine, il campione presenterà 3 strati:



→ AGGREGATO

→ ZONA INTERMEDIA che presenta la frazione argillosa in sospensione

→ SOLUZIONE FLOCCULANTE pulita

Sul primo si possono così fare 2 letture

→ altezza  $h_1$  dell' sabbia

→ altezza  $h_2$  dell' argilla

Da qui si definisce l'equivalente in sabbia come

$$E_s = 100 \frac{h_2}{h_1}$$

Se il quantitativo in sospensione diminuisce, diminuisce la lettura d'argilla (che tende a  $h_2$ ) e l'indice  $E_s$  aumenta.

## Leganti bituminosi

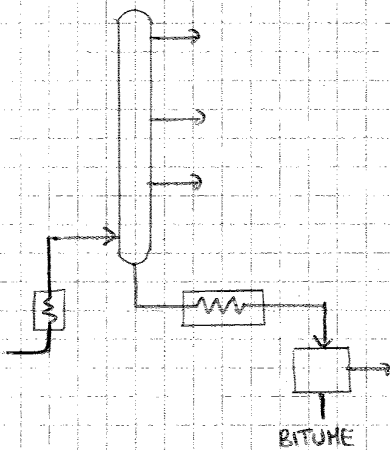
Essi sono importanti perché un adeguato controllo sulle loro caratteristiche ha un forte ruolo sulle prestazioni della pavimentazione. Inoltre, conoscere il loro comportamento, che è di tipo visco-elastico, permette di comprendere molti altri materiali a comportamento tempo-dipendente. Spesso poi questo comportamento è in parte trasferito al materiale sottostante.

↓ nella realtà, poi, il comportamento tempo-dipendente è alterato dalla scheletro litica elastica

## Bitume

**DEFINIZIONE:** dal punto di vista merceologico, è un misto di idrocarburi (è organico) ad elevato peso molecolare (catene di idrocarburi molto lunghe) solubile nel solfuro di carbonio  $CS_2$ .

**ORIGINI** → petrolio



Quando è estratto, si porta in raffineria e si distilla il greggio di petrolio x trarne le varie frazioni a peso molecolare diverso.

Per fare ciò, si sfruttano i diversi punti di ebollizione delle molecole e si procede così a una distillazione a pressione atmosferica nella I torre.

In essa entrano i vapori che, a diverse quote, si condensano e si ottengono

→ Frazioni più pesanti in basso (hanno alta temperatura di ricondensazione)

→ Frazioni più leggere in alto (hanno bassa temperatura di ricondensazione).

Tendenzialmente, si estraggono i distillati più nobili dalle componenti pesanti.

Rimane comunque un residuo, che è mandato a una II torre x un frazionamento sottovuoto (non a pressione atmosferica).

Anche qui rimane un residuo, che è il BITUME. Avendo macromolecole, questo è adatto x la pavimentazione stradale.

Si nota che, nel tempo, il bitume è cambiato perché sono cambiate le greggi d'origine, sono cambiati i trattamenti (si cerca di "spremere" la parte nobile anche dal residuo) ed è aumentata la qualità del bitume estratto. Inoltre si sono aggiunte tecnologie x introdurre componenti additive x alterare le caratteristiche fisico-meccaniche.

→ Naturale, poiché esistono casi dove avviene una distillazione naturale x effetto delle pressioni nella crosta terrestre e della porosità, che fanno sviluppare delle formazioni visibili sotto forma di laghi.

→ sistema gel ( $I_c$  bassa):  $\rightarrow$  ad es. se  $A_s$  è alto

la resina qui non è molto efficace nel peptizzare l'asfalto, e cui tende a reticolare, ad aggregarsi e le Fasi si separano.

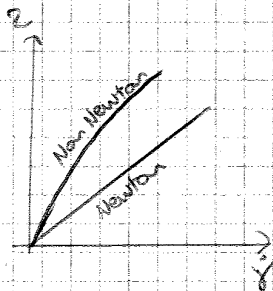
⇒ non c'è una vera dispersione e ciò porta a COMPORTAMENTO NON NEWTONIANO dove la viscosità dipende dalla tensione o dal livello deformativo.

→ sistema sol ( $I_c$  alto):

la resina riesce a mantenere dispersi gli asfaltini e si ha una vera dispersione

⇒ si ha COMPORTAMENTO NEWTONIANO, cioè come un liquido perfettamente viscoso.

In un fluido viscoso in flusso, la tensione tangenziale è proporzionale alla velocità di scorrimento



$$\tau = \eta \dot{\gamma} \quad \eta = \text{viscosità tangenziale}$$

mentre lo sforzo  $\sigma$  si lega al flusso elongazionale del fluido

$$\sigma = E \epsilon$$

e la viscosità non dipende dal livello deformativo o tensionale (come nel solido elastico lineare dove il modulo  $E$  è costante)

→ è comunque possibile fare un'analisi chimica sul carbonio, idrogeno e sugli eteroatomi. A seconda dell'origine del greggio di petrolio e della raffinazione, ci possono essere ossigeno, vanadio, nichel, etc. e piccole variazioni di composizione determinano grandi variazioni nel comportamento.

### Bitumi modificati (moderni):

sono molto usati in Europa e sono ottenuti a partire da bitumi convenzionali mediante l'aggiunta di polimeri che variano la struttura chimica e le proprietà fisiche e reologiche.

REOLOGIA = scienza che studia il comportamento tensio-deformativo dei materiali che dipendono dal tempo

### PREMESSA: polimeri

Essi sono materiali organici di sintesi che hanno molecole con un numero altissimo di atomi legati con legami covalenti. In genere, essi sono l'unione di più molecole elementari, dette MONOMERI. Si possono avere più strutture di polimeri:



→ **OMOPOLIMERI**, dove i blocchi costituenti sono identici. Passano essere lineari o ramificati, cioè si aggiungono ramificazioni alla struttura con direzione prevalente

→ **COPOLIMERI**, dove si combinano più monomeri. Passano essere a blocchi, se seguono una legge di distribuzione, oppure a random.

Poiché si cerca stabilità, si impone che

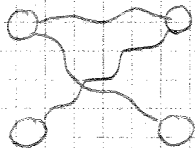
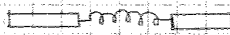
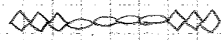
$$\Delta < \Delta_{lim}$$

Un altro aspetto importante x i bitumi modificati è la compatibilità pratica perché un buon bitume deve essere usato secondo procedure ordinarie, cioè l'uso del bitume modificato non deve stravolgere la produzione (piccolo dispendio energetico, uso di macchinari tradizionali, etc.)

⇒ si usa il bitume modificato secondo l'approccio della consuetudine nella posa in opera

Tipicamente, esistono 2 famiglie di bitumi modificati

→ bitumi modificati con SBS (più comuni)



Gli SBS sono polimeri con blocchi di stirene, butadiene e stirene che, nella versione lineare, sono disposti rispettivamente agli estremi e in mezzo. I due gruppi hanno funzioni diversi

→ stirene = componente rigida del polimero

→ butadiene = componente che dà elasticità

Così gli SBS si schematizzano come blocchi rigidi collegati da molle.

All'interno del bitume, si crea una struttura simile, con domini stirenici (poiché le macromolecole tendono ad aggregarsi) collegati tra di loro mediante butadiene. Nasce così un reticolo tridimensionale con connessioni elastiche.

La dose richiesta è di 3 ÷ 6 % di polimero, ma ciò basta x avere grandi interazioni con il bitume e cambiarne le caratteristiche.

Una volta inserito il polimero, le catene butadieniche tendono a rigouffarsi perché assorbono la parte maltenica del bitume (gli oli) e così la parte elastica aumenta di volume.

Al ridursi della temperatura, le macromolecole degli elastomeri tendono a costituire un reticolo tridimensionale all'interno della matrice di bitume.

VANTAGGI → aumento della rigidità e del grado di elasticità ad alte temperature

→ ammorbidimento del comportamento a basse temperature, dove normalmente è molto rigido ed elastico ma fragile (casi e più lavorabile)

⇒ migliora il comportamento verso la fatica, la deformazione permanente e la rottura di origine termica (dissesti che devono essere eliminati)

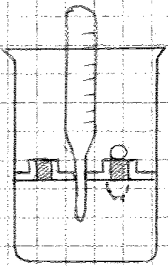
→ se il polimero è ben selezionato, si ottiene un miglior grado di adesione del bitume-aggregato, cioè nascono legami di interazione secondaria più forte sulla superficie dell'aggregato

→ migliore resistenza all'invecchiamento

⇒ MAGGIORE DURABILITÀ del materiale composito

→ prova palla e anello

Essa consente di determinare la TEMPERATURA DI RAMMOLLIMENTO.



Si realizzano dei dischetti di bitume all'interno di piccoli casseri aventi fori circolari. Questi sono posti al di sopra di un supporto forato su cui si posano delle sfere di peso noto. Il sistema è posto in un bagno termostatico a  $5^{\circ}\text{C}$  e poi si incrementa con un gradiente di  $5^{\circ}\text{C}/\text{min}$ .

Per effetto dell'aumento di temperatura, il bitume riduce la consistenza e, sotto il carico, tende a deformarsi finché la palla non tocca la piastra di riferimento, a 25,6 mm.

La temperatura corrispondente è la temperatura di rammollimento.

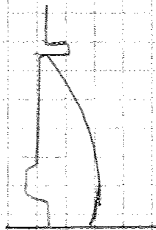
è la temperatura dove il bitume ha raggiunto uno stato di consistenza tale che dà luogo a una deformazione, sotto questa condizione di carico, che tocca la piastra. Questa rappresenta una sorta di temperatura di equiconsistenza (x i rigidi, occorrono alte temperature; x i molli, basta poco).

⇒ la temperatura di rammollimento si lega alla penetrazione.

↓ si dà un'indicazione, ma ciò non consente deduzioni dirette

→ prova di Fraass

Essa permette di determinare il PUNTO DI ROTTURA.



Si ricopre di una striscia metallica con un film M bitume.

Questa lamina bistrata è posta all'interno di un dispositivo che determina una ripetuta inflessione della lamina.

Il tutto è posto in un sistema termostatico che parte da  $10^{\circ}\text{C}$  e impone una riduzione termica con un gradiente di  $1^{\circ}\text{C}/\text{min}$ .

A un certo punto, l'inflessione della lamina dà la formazione di una superficie fessurata poiché si riduce la flessibilità.

La temperatura corrispondente corrisponde alla temperatura di rottura di Fraass e questa dà indicazioni sull'attitudine a resistere alle deformazioni imposte a basse temperature e sul legame di consistenza del bitume (se è molle, questa temperatura è molto bassa).

OSSERVAZIONE: le prove sono valide x il fatto che sono state applicate x anni e, sulla base dei risultati, si è costruito un buon database di conoscenze, limitato però ai bitumi tradizionali.

Queste prove sono molto meno significative x i bitumi modificati e dunque x ora non si è in condizioni di cogliere, tramite i risultati delle prove, i vantaggi dell'uso dei bitumi modificati.

→ POLIMERIZZAZIONE, che è un fenomeno con cui più macromolecole tendono a saldarsi tra di loro.  
Questa richiede energia, che è fornita dal calore che aumenta la reattività. Dopo la posa, l'energia è data dalla radiazione UV e la polimerizzazione è continua, seppur più lentamente.  
Ciò determina un irrigidimento e un infragilimento poiché nascono dei nuovi punti di saldatura e il sistema è meno deformabile.

A seguito di questo, con la prova di volatilità si valutano gli effetti indotti sulle caratteristiche empiriche del bitume (x gestire la posa) e si hanno i vincoli su

pen = 60% per originale residua

$$(\Delta T_{rott})_{max} = 2 \div 3^{\circ}C$$

→ PARAFFINA: è una componente del bitume. Se in eccesso, il materiale è incline alla fessurazione termica.

→ DENSITÀ A 25°C, x semplice controllo merceologico (la variazione di densità è significativa seppur vari solo la composizione).

Da qui si definiscono più classi e, se il bitume non ricade in nessuna di esse, allora quel bitume non è x uso stradale.

VANTAGGI → esperienza

SVANTAGGI → natura empirica preponderante

→ non val bene x descrivere materiali non tradizionali

Oggi le specifiche europee richiamano questo tipo di Schema

→ EN 12591:1999: le caratteristiche fondamentali sono le stesse, poiché chiede sempre i parametri legati alle prove e il comportamento dopo invecchiamento (non è più chiesto però il punto di rottura).  
Si sono aggiunti però

→ PUNTO DI INFIAMMABILITÀ, non legato alle prestazioni del bitume come legante ma alla necessità di garantire sicurezza all'operatore nel suo utilizzo (è lavorato a certe temperature)

→ CARATTERI NAZIONALI, che sono specificati a discrezione del paese

→ punto di rottura

→ limite massimo dell'incremento possibile del punto di rammolimento, poiché non si vuole che il bitume non si indurisca troppo a seguito dell'invecchiamento.

Inoltre cambia qualche classe.

È richiesto che il bitume abbia viscosità superiore a un dato valore, perché si vuole che esso si opponga alla deformazione e garantisca una buona resistenza.

Concludendo i sistemi di classificazione empirico-tradizionali, questi hanno

→ VANTAGGI → uso consolidato

→ buona attendibilità x bitumi tradizionali

→ prove rapide, semplici, poco costose e fattibili in cantiere (PRATICITÀ)

→ SVANTAGGI → sono prove empiriche che non riportano grandezze fondamentali bensì indici, che non sono grandezze che possono essere usate in un modello interpretativo della realtà.

→ impostazione prescrittiva della norma, cioè non traspare una valenza prestazionale della classificazione.

→ non vale x materiali innovativi poiché si è sviluppata su materiali tradizionali ma oggi sono cambiati i greggi di origine, sono evoluti i processi di raffinazione e si sono introdotti bitumi modificati, bitumi multigradi e leganti sintetici.

## Bitumi: reologia e reometria

**Reologia:** è la scienza che studia i fenomeni connessi al flusso e alla deformazione di materiali complessi, in particolare quelli caratterizzati da ~~tempo~~ **TEMPO-DIPENDENZA:**

il legame tensione-deformazione richiede l'effetto del tempo, cioè in quanto tempo è imposta la sollecitazione e la deformazione a cui il materiale è sottoposto nel tempo sono applicate.

In un materiale elastico, tipicamente caratterizzato da struttura molto ordinata, ciò non accade.

Il bitume è invece amorfo e caotico e si immagina che abbia comportamento tempo-dipendente, poiché nel tempo gli intrecci tendono a staccarsi. In realtà, questo è un materiale con componente viscosa (tempo-dipendente) e questa si somma ad altri comportamenti.

Il bitume ha comportamento viscoelastico e il comportamento dipende da

→ **TEMPO DI CARICO o Frequenza di carico**, poiché caricando con legge sinusoidale, questa ha una frequenza

→ **temperatura:** le leggi che governano la dipendenza dal tempo di carico sono fisicamente le stesse che governano la dipendenza dalla temperatura.

In altri termini, le particelle vanno incontro a simili fenomeni se si applica un carico a un breve tempo o ad alta temperatura e viceversa. Questo aspetto costituisce uno strumento x lo studio.

→ **invecchiamento:** le proprietà si evolvono nel tempo x effetto dei fenomeni di ossidazione, polimerizzazione, etc.

→ x effetto dell'imposizione della sollecitazione x un certo tempo, un materiale viscoso dà luogo a DEFORMAZIONE IRREVERSIBILE, di entità dipendente da tempo e viscosità (se la viscosità è maggiore, la deformazione diminuisce).

Si nota che la viscosità dipende dalla temperatura

$$\eta = A e^{-\frac{E}{T}} \quad \text{LEGGE DI ARRHENIUS}$$

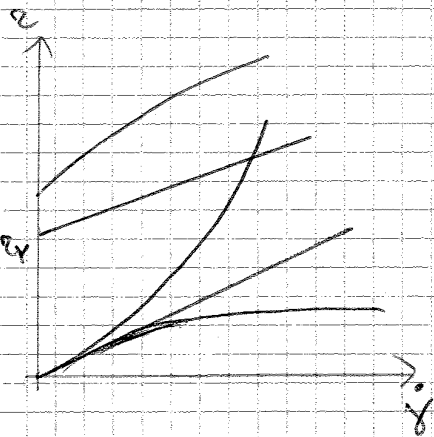
In realtà, la viscosità non è sempre costante e si parla di

→ VISCOSITÀ LINEARE: c'è un unico valore di viscosità indipendente dal valore di tensione e del gradiente (come un fluido newtoniano)

→ SHEAR THINNING: all'aumentare della velocità di flusso, questi si assottigliano e la viscosità (l'angolo) si riduce

→ SHEAR THICKENING: si spessisce come all'aumentare della velocità del fluido.

→ non necessariamente, i materiali hanno una legge di flusso che parte da una tensione nulla. Per dare allora la  $\dot{\gamma}$ , devono essere portati al di sopra di una certa tensione, cioè quei materiali manifestano un YIELD POINT (punto di scorrimento). Sotto tale punto, non c'è deformazione viscosa; sopra di esso avviene deformazione di scorrimento.

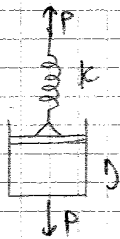


Si può immaginare il bitume come avente un comportamento pseudo plastico e di shear-thinning.

Perciò, all'aumentare della temperatura, le particelle sono più mobili ed esso tende al comportamento newtoniano.

Dato la complessità del bitume, innanzitutto esso può essere inquadrato nel caso di comportamento visco elastico lineare, con componente elastica e lineare. A seconda di come si combinano, i singoli modelli analogici, si ottengono più modelli

→ modello di Maxwell



In esso si combinano in serie il modello elastico e viscoso e ciò consente di costruire il legame costitutivo, poiché è noto x i singoli modelli.

All'interno del modello, infatti, si conosce la deformazione totale come somma delle deformazioni dei modelli individuali, mentre la tensione corrisponde a quella applicata al singolo modello (le tensioni applicate alle 2 componenti devono essere uguali)

↓ ci sono equilibrio e congruenza

Si ottiene così

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

→ dipendenza esplicita dal tempo, poiché la smorza-tore dipende dal tempo



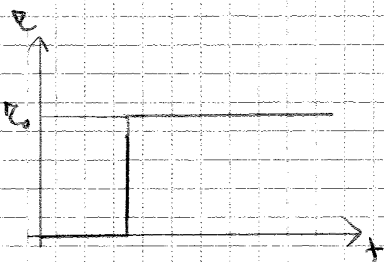
# Prove reologiche

## CARATTERI GENERALI

introdotta il modello costitutivo dei materiali visco-elastici, e caratterizzarne il comportamento reologico, si fa ricorso a prove diverse da quelle empiriche (che non consentano una modellazione reologica).

Dal punto di vista della loro descrizione, si possono distinguere più prove, in base alla STORIA DELLA SOLLECITAZIONE dove si impone in prova una forzante di sollecitazione (forza, deformazione, etc.)

→ prove in regime continuo: la sollecitazione è costante e così, fissata la forzante, si valuta in continuo la risposta del materiale. Un esempio è la PROVA DI CREEP, con fase di carico costante e fase di recupero (si parla di creep recovery). Dalla prova si estraggono 2 parametri:



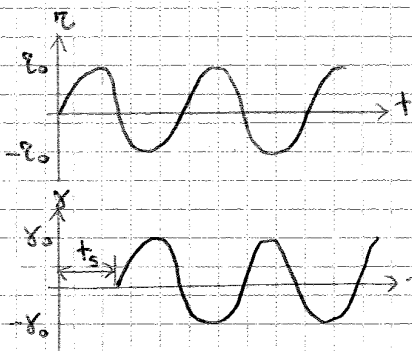
→ rigidità: è il rapporto tensioni-deformazioni e, sapendo che la deformazione cresce nel tempo a carico costante, la rigidità dipenderà dal tempo di carico

$$S(t) = \frac{\sigma_0}{\delta(t)}$$

→ deformabilità

$$J(t) = \frac{\delta(t)}{\sigma_0}$$

→ prove in regime oscillatorio



La forzante esterna varia nel tempo con legge oscillatoria (sinusoidale), che varia tra due estremi di modulo  $\sigma_0$

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad \omega = \text{pulsazione}$$

A questa forzante, il materiale visco-elastico risponde a sua volta con una sinusoidale  $\delta(t)$  che varia tra gli estremi di modulo  $\delta_0$  e avente la stessa lunghezza d'onda.

C'è però uno SFASAMENTO, ossia il picco è raggiunto con un certo ritardo. Questo si può esprimere attraverso un contributo angolare, detto ANGOLO DI FASE.

$$\delta(t) = \delta_0 \sin(\omega t - \phi)$$

In un materiale elastico, non c'è sfasamento perché la risposta è istantanea e c'è legame biunivoco tensione-deformazione (a ogni gradino di sollecitazione, il materiale risponde).

In un materiale viscoso c'è ritardo perché il materiale è tempo-dipendente e, nel caso del bitume, la risposta è ritardata perché gli spaghettoni non si deformano subito ma prima si distorcigliano.

Questo non vale quando il materiale è in condizioni di massima elasticità e minima viscosità, cioè quando le particelle hanno minima mobilità. Ciò avviene a basse temperature (minor agitazione) o quando la sollecitazione è così rapida che non si consente il moto e la deformazione tempo-dipendente.

Si può allora capire che  $\delta$  dipenda dal grado di mobilità intermedia delle molecole, cioè

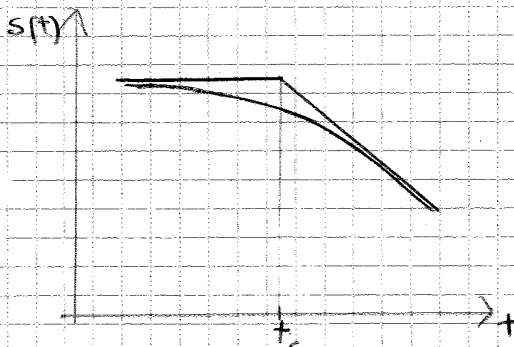
$$\delta = f(\text{temperatura}; \text{frequenza di carico})$$

Si nota che le prove sono condotte

- A CONTROLLO DI TENSIONE (forza), dove si impone un gradiente alla forza e la corrispondente velocità di spostamento varia
- A CONTROLLO DI DEFORMAZIONE (spostamento), dove molti elementi lavorano a controllo di spostamento, in cui una piastra si blocca e l'altra si sposta.

## RISULTATI

L'analisi di un bitume con queste prove porta a una curva di risposta complessa, detta curva maestra.



Focalizzandosi sulla rigidità, si costruisce un diagramma con

- asse x = tempo di carico in scala logaritmica, poiché nella rappresentazione si considerano anche tempi molto piccoli
- asse y = rigidità in scala logaritmica, poiché questa cambia di più ordini di grandezza nel tempo.

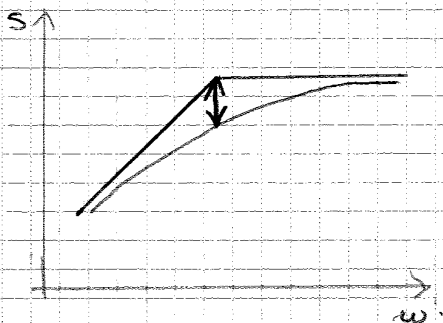
Si può notare che

- x tempi di carico piccoli, la rigidità assume valore massimo e costante, cioè si immagina che questa non dipenda dal tempo.
- tende verso un comportamento elastico
- dopo un certo tempo, la rigidità tende a variare lungo una retta inclinata di  $45^\circ$
- qui il materiale si avvicina verso le condizioni di flusso

Di conseguenza, un materiale elasto-viscoso ha risposta elastica per brevi tempi di carico e risposta tendente a quella viscosa per lunghi tempi di carico.

La scala temporale dipende dalla TEMPERATURA

- a basse temperature, il comportamento è più rigido e si esibisce elasticità anche x tempi più lunghi, mentre bisogna aspettare molto più a lungo x ottenere un flusso viscoso
- ad alte temperature, x osservare il comportamento elastico, bisogna indagare tempi di carico molto piccoli.



Lo stesso risultato si ottiene valutando la rigidità rispetto all'a FREQUENZA DI SOLLECITAZIONE (in scala logaritmica):

all'aumentare di tale frequenza, aumenta la rigidità. L'aumento non avviene però in maniera indefinita perché la curva è compresa tra un limite massimo che rappresenta il comportamento elastico e un limite inferiore che rappresenta il comportamento viscoso.

Dal punto di vista operativo, questo principio di equivalenza è trasposto nel metodo delle variabili ridotte;

ogni dato presenta un certo valore di rigidità  $G^*$  e di frequenza di misura. Quando si trasla la curva non varia l'ordinata ma varia la frequenza, cioè l'informazione è traslata solo con riferimento alla sua frequenza.

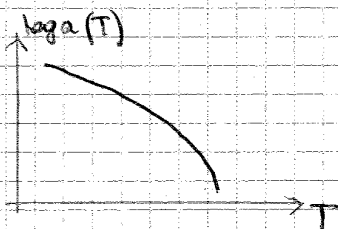
⇒ si usa una frequenza ridotta (in realtà, "reduced" = ricondotta alla temperatura di interesse), ottenuta dalla frequenza di misura mediante un coefficiente moltiplicativo, detto COEFFICIENTE DI TRASLAZIONE.

$$\omega_r = \omega_s a(T) \quad \rightarrow \text{temperatura minore} \Rightarrow a < 1$$

Questa relazione può essere scritta in scala logaritmica

$$\log \omega_r = \log \omega_s + \log a(T)$$

e così, visivamente, si capisce che si opera una traslazione di una quantità  $\log a(T)$ .



Il parametro  $a(T)$  dà una misura della suscettività termica e si esprime in genere come

$$\log \frac{a(T)}{a(T_0)} = -\frac{C_1(T-T_0)}{C_2+T-T_0} \quad \text{Equazione di Williams-Landel-Ferry}$$

$T_0$  = temperatura di riferimento

Nella realtà, data la curva maestra, esistono anche dei modelli analitici che la descrivono

→ modello di Christensen-Anderson (CA model)

$$G^*(\omega) = G_g \left[ 1 + \left( \frac{\omega_0}{\omega} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right] - \frac{R}{\log 2}$$

$G_g$  = modulo vetroso

→ noti i parametri della curva, si ottiene l'equazione che la descrive

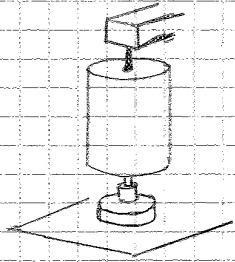
→ modello di Christensen-Anderson-Marasteanu (CAH model)

$$G^*(\omega) = G_g \left[ 1 + \left( \frac{\omega_0}{\omega} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right] - \frac{mR}{\log 2}$$

$m$  = parametro inserito x rendere meglio la complessità costitutiva del bitume

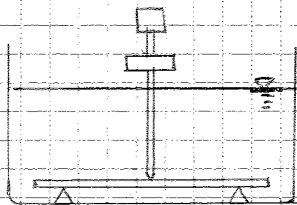
## ATTREZZATURA

### → reometro rotazionale a taglio (DSR)



In inglese si parla di "dynamic" ma non s'intende come dinamico perché non ci sono masse in moto e si trascura ogni effetto dinamico della prova. Essa si costituisce di un albero in rotazione attorno all'asse e il campione in genere è avvolto in una camera termostatica, a garantire condizioni di prova stabili (infatti si vuole caratterizzare la dipendenza dalla temperatura e, essendo il bitume un isolante, è difficile portarlo a una data temperatura). La prova è fatta in regime continuo e oscillatorio e dà una misura reologica.

### → reometro a trave inflessa (BBR)



A basse temperature, eseguire prove in configurazione torsionale è molto complicato perché, quando il bitume è rigido è soggetto a torsione, assume una rigidità comparabile alla rigidità degli elementi dell'attrezzatura. Dunque il valore fornito non è corretto perché si sta misurando la deformazione dello strumento.

Pertanto, le prove di creep a bassa temperatura sono fatte in configurazione di trave inflessa:

si realizza una trave appoggiata in bitume soggetto a un carico in mezzeria, applicato mediante un sistema pneumatico. Con un trasduttore, si misura la freccia in mezzeria e, in base al cedimento della trave elastica, si ricava il modulo

$$S(t) = \frac{PL^3}{4bh^3\delta(t)}$$

Questa è una rigidità normale, cioè un rapporto tra sforzo normale e deformazione normale.

Tale relazione è ottenuta assumendo che il bitume abbia ugual comportamento e rigidità in trazione e compressione. Data la sensibilità di questo tipo di prove, s'immagina che la risposta sia equisimile e dunque che l'ipotesi sia valida.

Il carico

La rigidità dipende dalla freccia  $\delta(t)$  e dipende dal tempo, siccome il materiale è viscoelastico.

Il travetto è preparato mediante casseri scomponibili in alluminio che sono messi insieme in modo da formare una cavità pneumatica e, in un forno, si cola il bitume fino a colmarla.

Quando il bitume si è raffreddato, mediante una lama calda si rimuove il bitume.

3 } x evitare un eccessivo attacco del bitume al cassero e un suo danneggiamento alla rimozione, s'inscrive un foglio di plastica trasparente. Avendo questo un coefficiente di contrazione diverso, nel raffreddamento consente un facile distacco del bitume.

## Invecchiamento:

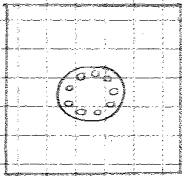
esso non si lega alla reologia ma influenza i valori misurati.  
Esso riguarda

- ossidazione
- polimerizzazione.

A seguito dell'invecchiamento, si determinano un

- AUMENTO DI RIGIDEZZA (vera e propria o nel modulo complesso)
- RIDUZIONE DI FASE (più elastico)
- INFRAGILIMENTO (si riduce la deformazione a rottura)

Questo è verificato in opera nelle fasi di produzione, trasporto, posa e poi in esercizio.

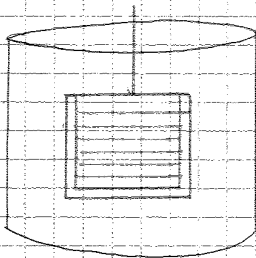


il bicchiere ha bocca ricurva  
& cullare che nella disposizione il bitume tracimi

La prova a simulare l'invecchiamento o, meglio, l'INVECCHIAMENTO A BREVE TERMINE, prevede di usare il rolling thin film oven (forno rotativo in strata sottile):

è un forno che presenta una piastrina con più fori, che sono delle sedi in cui inserire 8 bicchieri di dimensioni standard (molto snelli) contenenti 35 g di bitume.  
La piastrina, ruotando, crea un'azione orizzontale e riscaldando poi il sistema a  $163^{\circ}\text{C}$ , il bitume si rammolisce e si dispone sulla parete interna dei bicchieri, formando una pellicola fine.  
Molte, nella rotazione, periodicamente il bitume riceve un insufflaggio di aria calda (getto diretto mediante ugelli) verso la parete interna, a aumentare l'effetto di invecchiamento.

Confrontando i pesi, si ottiene il valore della perdita di massa e, recuperando il residuo, questo è sottoposto a prove empiriche e reologiche.



Per valutare l'INVECCHIAMENTO A LUNGO TERMINE, si usa la pressure aging vessel (PAV):

è un serbatoio cilindrico che contiene un portacampioni in cui si infilano dei padelloni contenenti bitume precedentemente invecchiato con RTFO.  
Si applicano poi 300 psi di pressione x 20 h a diverse temperature e condizioni di campione.  
In tal modo si riesce a simulare l'invecchiamento del bitume dopo 7-10 anni.

Il sistema denomina il bitume secondo classi prestazionali, denotate con l'espressione  
 $PG\ XX - YY$

$PG$  = Performance Grade

$XX (> 0)$  e  $YY (< 0)$  : definiscono il RANGE DI TEMPERATURE DI PROGETTO DELLA PAVIMENTAZIONE entro cui un bitume, appartenente a quella classe, garantisce le sue prestazioni.

Un sistema fatto così definisce le condizioni ambientali entro cui sono garantite le proprietà meccaniche del materiale e, se un bitume appartiene a una certa classe, si è sicuri che all'interno del range corrispondente le sue caratteristiche sono tali da non indurre dissesti una volta messo in opera

↓  
 sistema molto efficace

Questo sistema è poi facile da comprendere e applicare :

quando si progetta una pavimentazione, si valutano le temperature della pavimentazione durante la vita utile e il relativo range. Da qui si stabilisce la legante e la pavimentazione, prendendo un bitume caratterizzato da un range prestazionale che contenga questo range (in genere è più ampio)

⇒ x ogni range di prestazione in opera, esiste un bitume adatto x quell'applicazione

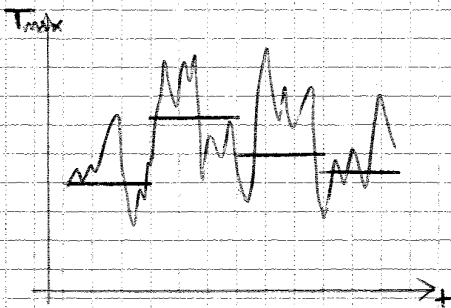
Se si opera in un posto più caldo, il bitume scelto prima non va bene ma ne occorre uno con temperatura minima e massima diverse.

Così, x ogni applicazione, con questo sistema di classificazione si garantisce l'uniformità delle prestazioni, cioè bitumi costruiti x alte temperature o x basse temperature garantiscono le stesse prestazioni (c'è una traslazione delle proprietà). Questo è il concetto base:

ALL'INTERNO DI OGNI CLASSE SI RICHIEDONO CERTE PROPRIETÀ A DIVERSE TEMPERATURE (è tutto reso relativo alla temperatura).

Quanto valgono però la temperatura massima e minima?

$XX$  : essa è la temperatura massima della pavimentazione ma si parte dalla TEMPERATURA MASSIMA DELL'ARIA (condizioni ambientali). Questa è valutata come MEDIA MOBILE su 7 giorni. In fatti, ad alte temperature, c'è dissesto x accumulo di deformazione permanente, ma questo non è un fenomeno istantaneo in cui basta un solo picco, bensì occorre avere una temperatura sufficientemente alta x un periodo abbastanza lungo.



Se si considera dunque l'andamento della temperatura massima nei vari giorni, non interessa valutare il picco poiché quel singolo valore di temperatura non dà alcun effetto.

Nel caso della temperatura massima, quello che incide sulla pavimentazione è il valore di media mobile su 7 giorni, che non si vuole che sia troppo alto.

↓  
 serve un'applicazione ripetuta (è un fenomeno incrementale)

Questi valori sono poi trasformati in TEMPERATURE DI PROGETTO, mediante formule di trasformazione.

In esse intervengono

→ latitudine

→ temperatura minima / massima dell'aria

→ profondità  $h$  rispetto alla superficie della zona di valutazione della temperatura

→ 20 mm x la temperatura massima

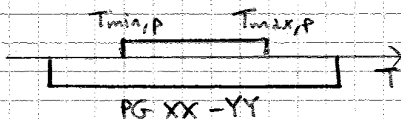
→ 0 mm x la temperatura minima

Se lo strato considerato è al di sotto di altri strati, si incrementa  $h$  con i relativi spessori.

→ COEFFICIENTE DI AFFIDABILITÀ  $Z$ :

dall'aumentare di esso, aumenta la precisione e si ottiene un intervallo più restrittivo di temperature (minima più bassa e massima più alta)

→ deviazione standard delle temperature, dedotta dalla distribuzione.



Una volta valutata la condizione dove si trova la pavimentazione, bisogna scegliere il bitume che meglio si adatta a queste condizioni ambientali.

Si sceglie allora il PIÙ PICCOLO INTERVALLO  $PG-XX-YY$  che contenga l'intervallo di temperatura trovato.

In tal modo si è sicuri che il bitume scelto avrà le caratteristiche e soddisferà i requisiti richiesti alle temperature dove deve operare.

Es. Si supponga di aver ottenuto il range

$$[T_{min,p}, T_{max,p}] = [-14; 51]$$

Per ottenere  $XX$  e  $-YY$  si sceglie il più piccolo intervallo che contenga questo intervallo delle temperature.

Il primo intervallo che supera 51 è 52 (non si va oltre perché, spostandosi verso caratteristiche elevate, i costi aumentano).

Tra i bitumi con  $XX=52$ , si sceglie quello con  $YY$  inferiore a -14, cioè il -16 (non serve andare oltre).

Così il bitume che in questo caso non dà problemi in opera è

$PG-52-16$

→ temperatura di viscosità:

esso si determina secondo la norma ASTM e si prevede che, a quella temperatura, la viscosità valga al massimo 3 Pa·s

$$T = 135^{\circ}C \Rightarrow \mu \leq 3 \text{ Pa}\cdot\text{s} \rightarrow \text{x tutti i bitumi}$$

Questo è un vincolo di utilizzabilità del bitume, in quanto questa è una temperatura tipica di pompaggio e se la viscosità è eccessiva, il dispendio di energia diventa alto e ci sono problemi nel ricoprimento degli aggregati.

Si vedano ora le prestazioni

→ accumulo di deformazione permanente (inormalmente):

Si sa che questo non dipende solo dal bitume ma è un effetto delle proprietà reologiche e dunque in quali condizioni questo accumulo è più gravoso?

Ciò accade alle alte temperature e quindi questo criterio di classificazione è introdotto x bitumi alla massima temperatura di progetto.

Sapendo poi che, con l'invecchiamento, il bitume irrigidisce e diventa più elastico (cresce il modulo  $G^*$  e si riduce l'angolo  $\varphi$ ), è chiaro che nel controllo della deformazione permanente è più gravoso un bitume appena posato in opera. In realtà, il bitume non arriva mai vergine alla pavimentazione, ma è almeno già invecchiato a breve termine

⇒ CONTROLLO ALLA MASSIMA TEMPERATURA DI PROGETTO IN STATO DI INVECCHIAMENTO A BREVE TERMINE

Quali grandezze si controllano?

È necessario che la rigidità sia superiore a un certo valore e la fase sia inferiore a un altro valore, poiché si vuole rigidità ed elasticità. Si potrebbero imporre allora 2 disequazioni, ma si può fare piuttosto il rapporto

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

e dire che questo sia superiore a una data quantità

$$\frac{G^*}{\sin \varphi} > 2,20 \text{ kPa} \rightarrow \text{detto dalle osservazioni}$$

Questo è verificato alla temperatura massima di progetto della pavimentazione a un grado di invecchiamento a breve termine, all'interno di una prova torsionale in regime oscillatorio con frequenza

$$\omega = 1,0 \text{ rad/s} \rightarrow \text{frequenza tipo}$$

La frequenza deve essere sempre specificata, poiché esiste sempre un valore  $\omega$  a cui l'equazione è soddisfatta.

In questo requisito, si richiede sempre lo stesso valore ma questo è valutato a diverse temperature e così si rende relativa la specifica. Inoltre, si conserva la fisica perché si rispetta il legame  $G/\delta$  - inormalmente.



Questa grandezza è valutata sempre in una prova a regime oscillatorio a  $10 \text{ rad/s}$  e a

→ **TEMPERATURA**: nell'incrinamento, la prova era eseguita alla massima temperatura di progetto.  
La fatica, invece, è un fenomeno incrementale che richiede un lungo tempo e dunque si fa ricorso a **TEMPERATURE INTERMEDIE**.  
In realtà, come temperatura di riferimento, non si sceglie la temperatura intermedia ma questa è incrementata di  $4^\circ\text{C}$ .

$$T = \bar{T} + 4^\circ\text{C}$$

Infatti,

→ la fatica preoccupa sempre, ma di più ad alte temperature

→ il fattore che incide maggiormente sulla fatica è il traffico, poiché è questo che crea i carichi ciclici. Questo è maggiore nelle ore diurne e dunque prevale la sua temperatura, che è maggiore.

→ **CONDIZIONI DI INVECCHIAMENTO**: si esegue la prova su materiale invecchiato con metodo FAV, poiché la fatica è un fenomeno a lungo termine che necessita di lunghi cicli di carico e dunque, a simulare, occorre fare un invecchiamento a lungo termine.

→ **Fessurazione di origine termica**

Quando la temperatura diminuisce, ogni materiale vorrebbe contrarsi di una quantità

$$\varepsilon = \alpha \Delta T$$

Per continuità, ciò non è possibile e nasce uno stato di coazione

$$\sigma_c = S(T) \alpha \Delta T \quad \rightarrow \text{nei materiali viscoelastici}$$

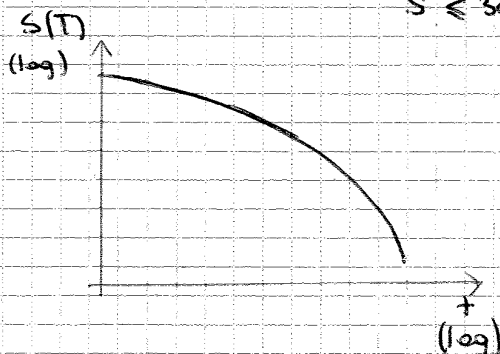
Questo può superare la resistenza a trazione del materiale.

Per limitare il degrado, occorre ridurre  $\sigma_c$ , agendo sul modulo di rigidità  $S(T)$

⇒ ora la prova di controllo si basa sul modulo di rigidità (non il modulo complesso) e dunque non si fa una prova in regime oscillatorio ma una prova in regime continuo.

In essa, si dovrà ottenere una bassa rigidità

$$S \leq 300 \text{ MPa}$$



Questo vincolo però non basta:

se si considera il profilo di rigidità, a bassi tempi di carico si è vicini alle condizioni elastiche e, oltre, la rigidità decade.

Il parametro di stiffness ratio  $m$  indica la pendenza e dà informazioni sul rilassamento del materiale, cioè se il materiale dissipa velocemente lo stato di sollecitazione.

## LIMITI

Questo modello è nato agli inizi degli anni '90, quando l'utilizzo dei bitumi era limitato a bitumi tradizionali.

Negli ultimi anni, però, ha preso piede l'uso di bitumi modificati x ridurre i costi e poiché sono aumentati i cicli di carico.

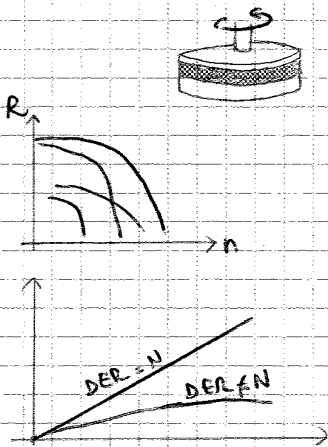
Il problema è che la tabella è stata costruita x bitumi tradizionali e prove e parametri si riferiscono a essi.

⇒ usando quei valori, si rischia di sottostimare la potenzialità dei bitumi modificati.

Per questo motivo, la tabella è stata integrata con prove differenti:

### → COMPORTAMENTO A FATICA

Non si usa più il parametro  $G^* \sin \delta$  (correlato all'energia) ma si esegue una prova di time sweep test



Si fa oscillare il materiale a temperatura e frequenza costanti finché il materiale non giunge a rottura.

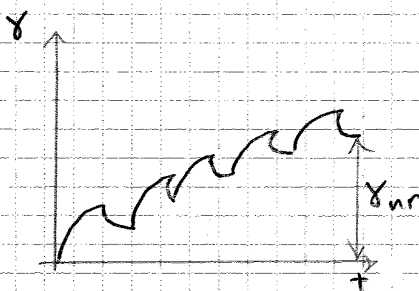
All'aumentare del numero di cicli di sollecitazione, il materiale comincia a danneggiarsi, le microfessure si propagano e la resistenza del materiale decade (fino a rottura o al limite convenzionale del 50% della resistenza iniziale).

Da queste curve si passa a una trattazione energetica, mediante il rapporto di energia dissipata DER (indicatore della fatica).

Da esso si deducono i valori  $N_p$  e  $N_{max}$  che indicano come calcolare il numero di cicli massimo e danno indicazioni su come il materiale dissipi l'energia.

### → INORFACIMENTO

Si nota che il parametro  $G^* \sin \delta$  è abbastanza vincolato dalla deformazione permanente reale.



Si fa allora ricorso alla prova di multiple-stress creep recovery test, in cui si fanno 10 cicli, di cui uno di sollecitazione e 9 di recupero della deformazione. Alla fine, si ottiene una deformazione non recuperata totale  $\gamma_{nr}$ .

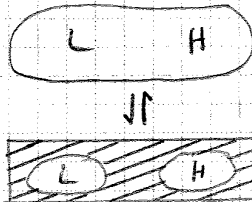
Da qui si deduce il parametro  $J_{nr}$ , che dà indicazioni su quanto il materiale è facilmente soggetto a deformazione permanente.

$$J_{nr} = \frac{\gamma_{nr}}{2} \quad \sigma = \text{tensione}$$

Il problema è che gli emulsionanti sono saponi che non possono essere disciolti in acqua e dunque

→ quelli anionici (conferiscono carica negativa) sono inseriti in una soluzione di  $\text{NaOH}$

→ quelli cationici (conferiscono una carica positiva) sono inseriti in una soluzione di  $\text{HCl}$

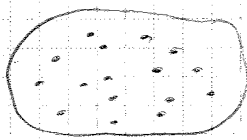


Di conseguenza, gli emulsionanti presentano un gruppo polare che ha affinità con l'acqua e che permette di sciogliere la soluzione emulsionante in una miscela omogenea e un gruppo apolare avente proprietà lipofile e che favorisce l'affinità con i grassi (bitume).

Sciogliendo così un emulsionante in una soluzione acquosa di soda o di idrossido, questo si divide in una parte lipofila che si lega al bitume e determina l'azione emulsionante e in una componente idrofila che è omogeneamente dispersa

In genere, gli emulsionanti sono quasi tutti cationici poiché, seppur più difficili da produrre, favoriscono l'interazione con gli aggregati.

### PRODUZIONE DEGLI EMULSIONANTI BITUMINOSI



Durante la produzione, si inseriscono il bitume e un fluidificante (x favorire la lavorazione). Si aggiungono poi una soluzione acquosa acida o basica, acqua e emulsionanti.

Il sistema è inserito in un mulino che sminuzza il bitume in gocce di pochi  $\mu\text{m}$  dotate di carica, x via della presenza dell'emulsionante.

Durante la produzione, si controllano

→ energia di dispersione (come disperde)

→ viscosità e temperatura delle componenti (x valutare il fluidificante)

→ dosi delle componenti

### CLASSIFICAZIONE DELLE EMULSIONI BITUMINOSE:

Le emulsioni si dividono secondo più aspetti

→ CARICA: sono anioniche o cationiche (più difficili da produrre ma più affidabili e unico oggetto della normativa)

→ percentuale di bitume residuo: è il bitume inserito nella soluzione acquosa

→ velocità di rottura: si sa che l'emulsione presenta una dispersione di bitume in acqua ma nel conglomerato non si vuole acqua. Questa, infatti, è fortemente polare e compete con il bitume x creare legami con l'aggregato, spogliandolo del bitume e andando a creare una pellicola d'acqua.

L'acqua è inserita solo x il processo produttivo e x garantire omogeneità (tutte le cariche sono positive e non c'è attrazione).

Il materiale però non è usato così com'è ma, affinché il bitume abbia effetto come legante, questa è tolta perché rimanga solo il bitume. Si definisce così come velocità di rottura la VELOCITÀ DI EVAPORAZIONE DELL'ACQUA.

Da questo, la norma europea stabilisce una ~~non~~ NOMENCLATURA (limitata alle emulsioni bituminose cationiche - di fatto le uniche disponibili).

Il codice usato è

C XX B P F Y

C = emulsione cationica

XX = contenuto di bitume residuo (prescritto dal capitolato e comunque <sup>in genere</sup> >60%)

B = bitume tradizionale

P = se presente, indica la presenza di POLIMERI nell'emulsione bituminosa. Ciò è dovuto a 2 casi

→ emulsione bituminosa prodotta da un bitume già modificato. Il problema è che, avendo una struttura molto robusta, è emulsionare occorrono dei mulini di taglia molto potenti e dunque è raro usarli

→ emulsione bituminosa a cui si aggiunge del lattice di gomma che, miscelato nella soluzione, garantisce le caratteristiche elastiche (è vicino a un'emulsione ma non è una vera emulsione).

F = se presente, indica la presenza di FLUSSANTE a governare le caratteristiche di flusso dell'emulsione e caratterizzare la consistenza. Esso, infatti, riduce la viscosità del bitume e aumenta la dispersione in acqua.

Y = classe di rottura

In ambito europeo, a associare a un'emulsione una data categoria, esistono delle specifiche (che di fatto definiscono la nomenclatura)

→ contenuto minimo di bitume e flussante

→ contenuto di bitume caratteristico

→ indice di rottura (cioè velocità di rottura)

→ tendenza a sedimentare

→ trattamento al setaccio, che dà la misura della distribuzione delle goccioline di bitume disperse

→ caratteristiche richieste al bitume residuo dopo l'eliminazione dell'acqua (penetrazione, punto di rammolimento e ritorno elastico).

OSSERVAZIONE: in passato, la denominazione era ad es

ECR 65 M

Se l'emulsione era cationica (C) a rottura rapida (M), con bitume modificato (H) e residuo 65%.

### → micro-tappeti a freddo (SLURRY SEAL):

si realizzano dei micro-tappeti simili a trattamenti superficiali, solo che sono premiscelati e stesi al di sopra della pavimentazione. Essi sono miscele di emulsione bituminosa e aggregati fini (come una malta = slurry) e costituiscono un trattamento superficiale x ripristinare la rugosità della superficie.

### → riciclaggio a freddo di conglomerati fresati:

tipicamente, quando una pavimentazione è ammalorata, questa è ricostruita. In tal caso, si esegue una fresatura dove si gratta via la pavimentazione e si produce del materiale granulare (detto fresato) che è portato in un cassone.

In passato, questo era riciclato a caldo e una quota (vincolata da un valore massimo) era usata in sostituzione di una porzione di aggregato x realizzare il conglomerato bituminoso.

Oggi esistono altre tecniche, tra le quali la migliore è il riciclaggio a freddo mediante emulsione:

il fresato si miscelano

→ emulsione bituminosa

→ cemento: esso aiuta il sistema a eliminare acqua e dà un piccolo contributo di irrigidimento

→ aggregati, x ottenere la curva granulometrica

→ acqua di impasto (oltre all'acqua dell'emulsione), x veicolare bene l'emulsione e far sì che si omogeneizzi bene

VANTAGGI → lavorazione a freddo

→ recupero di materiale di risulta

→ si può arrivare a miscele aventi buone caratteristiche meccaniche

→ tempo di dimezzamento:

si sa che il bitume schiumato, a un certo punto, diventa bitume.  
Si definisce allora come tempo di dimezzamento il tempo, in secondi, durante il quale il volume raggiunto al massimo dell'espansione si riduce del 50%

⇒ esso è un indicatore della STABILITÀ della schiuma a collasso.

Il vantaggio è che tutte queste grandezze sono misurabili in cantiere tramite un secchio graduato.

In tal modo, si riescano a descrivere i volumi in gioco

→ volume dell'aggregato

→ fase legante, che lega gli aggregati

→ vuoti (fase gassosa)

Si osserva poi che una quota di volume occupato dall'aggregato è condivisa con il bitume, poiché questo non riveste solo l'aggregato ma è anche BITUME ADSORBITO.

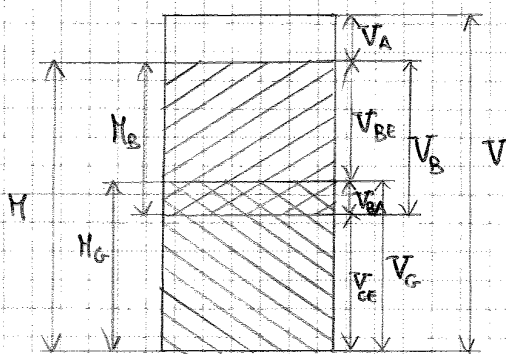
Questo è importante perché è bitume perso:

il legante è dato solo dal bitume che riveste e crea un film che mette in contatto gli aggregati

⇒ si parla di bitume efficace (che efficacemente contribuisce al legame degli aggregati) e di bitume adsorbito.

La distinzione dipende dal tipo di aggregato e dal tipo di bitume (se è molto viscoso, è più difficile che entri nei pori).

L'insieme delle fasi costituenti si può descrivere attraverso il diagramma delle fasi, un grafico che rappresenta la scala delle masse e dei volumi



Il volume  $V$  complessivo del conglomerato bituminoso è somma di

→  $V_G$  = volume degli aggregati, di cui una porzione  $V_{BA}$  è occupata dal bitume adsorbito e  $V_{CE}$  è il volume di aggregato libero

→  $V_{BE}$  = volume di bitume efficace

→  $V_A$  = volume dei vuoti

La massa  $M$  è somma di

→  $M_G$  = massa dell'aggregato

→  $M_B$  = massa del bitume

Da questi possono definire delle grandezze volumetriche che permettano la descrizione del massiccio 3D, che governa il comportamento. Le grandezze ponderali, come la massa volumica

$$\rho_v = \frac{M}{V}$$

Sono importanti x la produzione, mentre quelle volumetriche sono la base della progettazione.

Si parla di densità "teorica" perché è un valore cui teoricamente tende ogni densità del conglomerato bituminoso ogni volta che è sempre più compattato. Infatti si compatta e la porosità diminuisce.

⇒ si tende verso la condizione in cui, ipoteticamente, si riesce a riempire tutti i vuoti e raggiungere il valore massimo MHVT (in realtà è irraggiungibile).

Essendo un valore teorico, se MV si misura sul campione, invece MHVT è calcolato sul conglomerato bituminoso:

questa è disagregata e, come avviene con gli aggregati, si fa una pesata in aria  $M_A$  e una in acqua  $M_P$ . Nota il volume nel picnometro, sfruttando il principio di Archimede, si ottiene MHVT

$$MHVT = \frac{M_A}{(M_A + M_P) - M_{P+G+H}} \cdot \frac{\gamma_{WIT}}{0,997}$$

OSSERVAZIONE: anche la massa volumica MV si ricava sfruttando il principio di Archimede, a partire dalle misure di

→  $M_D$  = massa del campione secco

→  $M_W$  = massa del campione in acqua

→  $M_{SSD}$  = massa del campione secco a superficie saturata (si tiene l'acqua solo nei pori)

$$MV = \frac{M_D}{M_{SSD} - M_W} \gamma_w$$

Si come è immediato calcolare MHVT, è utile esprimere in funzione di esso gli altri parametri:

→ POROSITÀ

$$V = 100 \left( 1 - \frac{MV}{MHVT} \right) \quad \rightarrow \text{è il complemento a 100 del grado di addensamento } \frac{MV}{MHVT}$$

→ VUOTI NELLA MISCELA DEGLI AGGREGATI (VMA), dove intervengono la porosità e la percentuale in peso del bitume rispetto alla massa della miscela

$$VMA = V + \frac{\%B_{mix} \cdot MV}{\beta_{bit}} \quad \beta_{bit} = 1,02$$

→ VUOTI RIEMPIITI CON BITUME (VFA), che dipende dai vuoti e da VMA

$$VFA = 100 \frac{VMA - V}{VMA}$$



Di conseguenza, si ha il fenomeno dello spogliamento, in cui i grani sono spogliati del rivestimento di bitume e diventano visibili.

CONSEGUENZA: si può valutare l'affinità come RESISTENZA ALLO SPOGLIAMEN-  
TO da acqua (non ci si focalizza sull'affinità pura, bensì su questo  
aspetto)

Così si fa riferimento alla prova di spogliamento:

selezionati aggregati e bitume, se ne valuta l'unione  
in presenza d'acqua.

La prova è eseguita su aggregati di grossa pezzatura che  
sono lavati e asciugati, siccome la polvere sulla super-  
ficie può ostacolare l'adesione. Questi sono miscelati  
con una piccola e nota quantità di bitume, pari a

$3 \div 3,5\%$  in peso rispetto al peso  
dell'aggregati.

Questa è la minima quantità necessaria x rivestire  
gli aggregati.

Il sistema è poi raffreddato a temperatura ambiente e  
inserito in un picnometro contenente acqua a  $25 \div 60^\circ\text{C}$ .

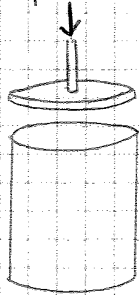
Da qui si valuta visivamente il grado di spogliamento  
in percentuale rispetto a un campione di riferimen-  
to, dopo 24h di immersione.

In base a questi aspetti, il problema di compattazione diventa molto delicato poiché con una malcompattazione si possono pregiudicare le proprietà e gli studi di mix design.

⇒ è importante la caratterizzazione in laboratorio e, del resto, spesso gli studi a caratterizzare la compattabilità sono gli stessi studi che possono orientare nella scelta della formula dell'impasto. Dunque il progetto si basa su studi legati all'addensabilità.

## 2. Tecnica Marshall:

è una tecnica classica che consiste in una compattazione impulsiva su un campione, con 50 colpi x lato.



Il campione Marshall è un cilindro torzo. Siccome si fa cadere un maglio in direzione verticale, e si crea un carico impulsivo, nella miscela non c'è una riorganizzazione dei granuli ma in prevalenza c'è solo spostamento verticale dei granuli.

Questa dinamica simula quanto accade in realtà?

Trascurando l'azione frontale, l'azione fatta dal rullo (kneading action = impasto) è un'azione di rimangiamento, dove i singoli granuli si avvicinano e si riorganizzano e ruotano in modo da trovare uno stato di stabilità.

Nella tecnica Marshall, cioè è limitato dalla fustella che confina il materiale e c'è solo un avvicinamento dei granuli.

Inoltre, al termine dell'addensamento, si misura lo stato di addensamento (porosità), senza però sapere come ci si sia arrivati.

È possibile infatti che sia bastato un solo colpo o in realtà il materiale sia progressivamente ceduto (e dunque c'è diversa lavorabilità).

⇒ seppur sia molto usata e utile, la tecnica Marshall ha dei limiti nella DESCRIZIONE DELLA LAVORABILITÀ.

Questa tecnica però ha un'utilità poiché è concepita come il primo passo della procedura MIX DESIGN MARSHALL, concepita a definire in modo sintetico la percentuale ottima di bitume a formare il conglomerato bituminoso.

Questo è un sistema molto empirico, nato come sistema integrato e dunque la prova Marshall va bene se volta al mix design ma non come prova di caratterizzazione.

→  $k$ : è il gradiente di compattazione valutato in scala semilogaritmica

$$k = \frac{\Delta C}{\Delta \log n_c}$$

Essa si dice 'lavorabilità' e indica di quanto la miscela è in grado di mutare il grado di compattazione x unità di energia assorbita.

In genere, l'obiettivo è ARRIVARE A UN GRADO DI ADDENSAMENTO PREFISSATO DOPO UN CERTO NUMERO DI GIRI (questi simulano l'effetto delle passate). Non interessa se si parte da una posizione alta e si va quasi in piano o viceversa, cioè non interessa il valore finale, ma le diverse modalità con cui si arriva alle condizioni finali, f: qualificazione del materiale.  
In genere, materiali dotati di un buon attrito interno (che danno buone strutture) presentano

$C_1$ , piccolo

$k$  grande

⇒  $C_1$  e  $k$  non sono rappresentativi solo del fenomeno di compattazione, ma anche della struttura interna che sottende tale fenomeno.

### ↳ Rigidezza di un conglomerato bituminoso

PREMESSA:

Tra i requisiti perché un conglomerato bituminoso si adatti a pavimentazioni, intervengono le resistenze e fenomeni di dissesto.

- fatica
- deformazioni permanenti
- fessurazioni termiche
- buon comportamento nei confronti dei fenomeni di depressione dovuti alla presenza d'acqua e dell'invecchiamento (durabilità).

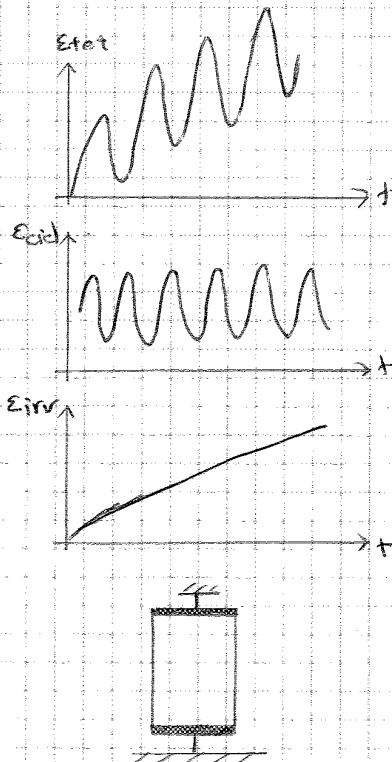
In realtà, subito dopo il prerequisito di lavorabilità, prima ancora di escludere i dissesti, occorre che la pavimentazione abbia capacità di distribuire i carichi, cioè abbia rigidità.  
Il problema è che le caratteristiche tenso-deformative non possono essere descritte con un unico modulo elastico, nonostante la presenza dello scheletro litico (che ha comportamento elastico). Il suo comportamento è infatti alterato dalla presenza del legante bituminoso, che è visco-elastico. Di conseguenza, il conglomerato bituminoso eredita da esso un comportamento visco-elastico.

Si fa così ricorso alle grandezze proprie della teoria visco-elastica, cioè  $\delta$ ,  $G^*$ , + e T.

In alternativa, a descrivere il materiale si possono assumere condizioni di carico costante e assumere così una rigidità in funzione del tempo di carico.

In subordine, si possono introdurre dei moduli elastici, andando a considerare il comportamento del conglomerato bituminoso nelle condizioni in cui la componente elastica (non reversibile) della deformazione è trascurabile. Ciò è possibile a temperature non troppo alte o a frequenze di sollecitazione sufficientemente elevate.

Esistono più prove x caratterizzare la rigidità della miscela  
 → prove a carico oscillatorio in configurazione monoassiale



Per determinare il modulo complesso, si impone una sinusoidale di sollecitazione e si misura la corrispondente sinusoidale di deformazione. Correlando le ampiezze di tensione e deformazione, si ottiene il modulo complesso

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0}$$

Questo può essere scritto nelle 2 componenti di restituzione elastica e viscosa

$$E' = E^* \cos \delta$$

$$E'' = E^* \sin \delta$$

Durante la prova, si nota che la deformazione si accumula e, dalla sinusoidale, si può estrarre la componente irreversibile.

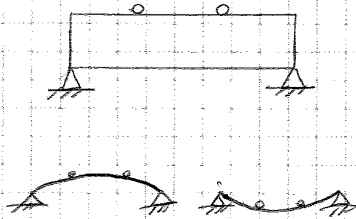
La norma europea prevede di applicare cicli di compressione-trazione, imponendo una certa sinusoidale di deformazione

$$\epsilon = \epsilon_0 \sin(\omega t) \quad \epsilon_0 \leq 25 \cdot 10^{-6}$$

A questo corrisponde una sinusoidale di tensione e da qui si calcola il modulo complesso

⇒ dalla prova monoassiale si derivano informazioni di rigidità  $E^*$  e fase  $\delta$  (come nel caso dei bitumi, ma lì si usava una prova torsionale)

→ prova di flessione su 4 punti



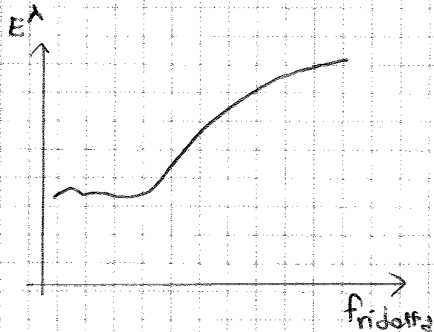
Si realizza un trave vincolato su 2 appoggi. Questo, a 1/3 e 2/3 della luce libera, è soggetto a una deformazione verticale di tipo oscillatorio oppure si impone una forza.

Dalla teoria delle travi, assumendo materiale elastico, sezione pienamente rettagolare e ugualmente rettagolare a trazione e compressione, si ottiene la freccia  $\delta$  in funzione della luce  $l$ , della rigidità, etc.

In virtù del principio di equivalenza tra grandezze elastiche e visco-elastiche, si può sfruttare la stessa espressione x valutare il modulo della rigidità.

$$E^* = \frac{23PL^3}{108bh^3\delta}$$

**PROPRIETÀ**: se si considera il modulo complesso  $E^*$ , si immagina che questo dipenda da frequenza e temperatura. Si possono allora inserire x il conglomerato bituminoso delle curve maestre, che descrivono il comportamento tenso-deformativo del conglomerato bituminoso.



In analogia al bitume, si parla di frequenza ridotta, e ciò significa che la curva discende dal metodo delle variabili ridotte e dal principio di sovrapposizione degli effetti.

Del bitume, c'era un asintoto vetroso ad alte frequenze e uno viscoso a basse frequenze.

Ora non c'è più l'asintoto viscoso a basse frequenze perché il bitume non ha componente elastica e si sente meno la sua presenza (tiene insieme le parti ma non condiziona il comportamento). Dunque diventano importanti le caratteristiche tenso-deformative della scheletro litico e non c'è dipendenza dalla frequenza.

Per effetto di questo nuovo andamento, non si adatta rispetto alla curva tipo e si usa la relazione

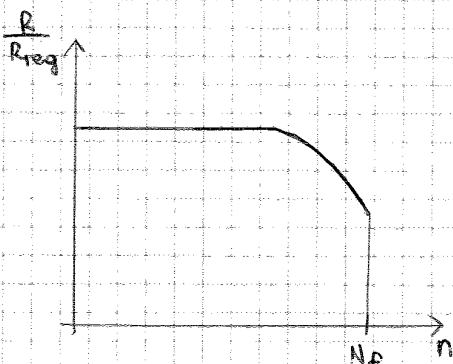
$$\log |E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log tr}}$$

**OSSERVAZIONE**: quale rigidità deve avere il conglomerato bituminoso?

Essa non deve essere troppo rigida, poiché c'è il rischio di concentrazione delle sollecitazioni e fessure. Però deve essere sufficientemente rigida x distribuire la sollecitazione.

### Resistenza a fatica

Per effetto della ripetuta applicazione dei carichi, si produce un danneggiamento x fatica. Occorre dunque valutare sperimentalmente questo fenomeno.



Si esegue allora una prova di valutazione di rigidità.

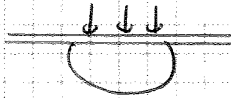
questa è uguale all'ambito della rigidità, ma ora la sollecitazione è ripetuta tante volte. In tal modo, non si raggiunge solo la risposta a regime, ma si va a danneggiamento.

Se si confrontano la resistenza a corrente e la resistenza a regime, si individuano

- un tratto orizzontale, che indica che la risposta è a regime
- un tratto di decadimento delle caratteristiche meccaniche fino a rottura

Il risultato è, x un dato livello di sollecitazione cui il materiale è soggetto, un corrispondente NUMERO DI CICLI DI CARICO A ROTTURA. Ciò ovviamente dipende da temperatura e frequenza di sollecitazione.

**OSSERVAZIONE:** nella pavimentazione, si controlla tensione o deformazione?



Tipicamente, una strada sottile caricata tende a seguire le deformazioni imposte dallo strato sottostante, a cui lavora prevalentemente a controllo di deformazione (la deformazione è imposta da sotto).

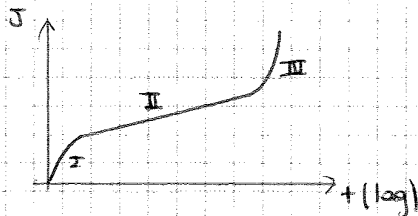
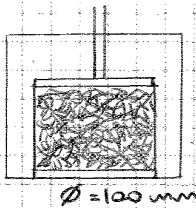
Spesso però lavora in condizioni prossime al controllo di tensione.

⇒ in realtà, c'è comportamento INTERMEDIO e bisogna seguire entrambe le tecniche.

### Deformazioni permanenti

Il conglomerato bituminoso è soggetto a sollecitazioni ripetute o che si protraggono nel tempo e dunque presenta un'evoluzione della deformazione e x via delle componenti non reversibili.

Questa deformazione permanente deve essere valutata sperimentalmente perché i risultati compaiono nelle norme tecniche.



Si fa riferimento alla prova di creep, che prevede una configurazione di carico assiale senza confinamento laterale e si valuta la deformazione nel tempo.

Tipicamente si ragiona sulla DEFORMABILITÀ (reciproco della rigidità)

$$J(t) = \frac{\epsilon(t)}{\sigma_0}$$

Si riconoscono allora 3 fasi

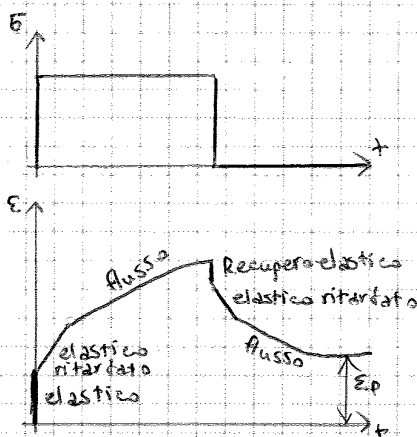
→ ZONA I, in cui c'è sviluppo progressivo della deformazione permanente

→ ZONA DI FLUSSO SECONDARIO, in cui si è in condizioni di flusso (il gradiente è costante nel tempo)

→ ZONA III in cui, x un certo tempo, avviene una crescita incontrollata di deformazione.

La forma della curva e la sua estensione nel tempo determinano l'attitudine del conglomerato bituminoso a resistere al palesarsi della deformazione permanente.

Spesso a questa prova si aggiunge una fase di recupero della deformazione:



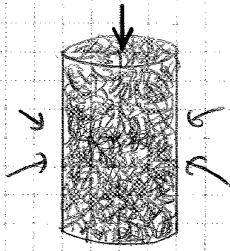
dopo aver caricato x un certo tempo, si rimuove il carico e si valuta l'evoluzione della deformazione nel tempo.

In questo caso, si recupera la deformazione tempo-dipendente e, al tempo infinito, c'è una deformazione permanente.

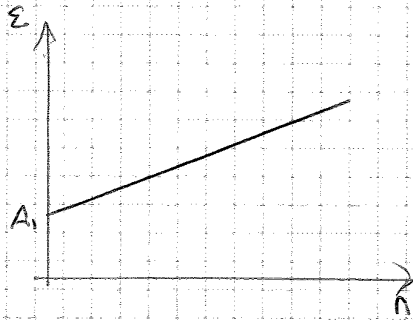
Da qui si definisce un parametro di controllo, cioè la deformabilità permanente

$$J_p = \frac{\epsilon_p}{\sigma_0}$$

Un'altra prova è la prova di compressione ciclica triassiale.



In questo caso, la compressione ciclica non è monoassiale ma triassiale. Così, se prima c'era meno controllo, ora si impone una pressione di confinamento e si applica poi una tensione di carico verticale, che può avere andamento sinusoidale o impulsivo.



Il risultato è sempre una deformazione nel tempo o in funzione del numero di cicli di carico. L'andamento non presenta una fase di ristabilimento. Si valutano sempre deformazione permanente cumulata dopo n cicli e la pendenza.

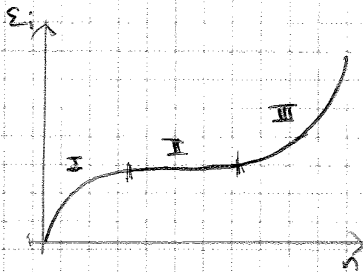
$$\epsilon_n = A_1 + B_1 \cdot n$$

$$f_0 = B_1 \cdot 10^4$$

È possibile poi determinare altri 2 parametri:

Se si valuta la deformazione in funzione del numero di cicli, a convenzione si individuano 3 stati:

- PRIMARIO: è contenuta la deformazione elastica e l'inizio della viscosità
- SECONDARIO: il tratto è lineare e c'è comportamento effettivamente viscoso
- TERZIARIO: quando il campione va a collasso, c'è allontanamento dal regime lineare



Attraverso la prova, si individuano

- flow number: è il numero di cicli dove si passa dallo stato secondario al terziario
- flow time: è la stessa cosa, ma ora è la sollecitazione statica costante applicata al campione finché insorge il fenomeno di creep terziario

nella prova di creep si rimane in campo lineare

**PROPRIETÀ** → la relazione interviene nel mix design Marshall (v. "Mix Design") ma interviene anche nei controlli in fase d'opera.

→ questa prova è usata x valutare la resistenza a trazione a basse temperature

→ questa prova è usata x valutare la durabilità all'acqua, cioè la perdita di resistenza a trazione x shock termici in un campione condizionato in acqua o non.  
In particolare, si usa il METODO DI ROOT-TUNNICLIFF, in cui si eseguono

→ 3 prove senza condizionamento, da cui si ricava la resistenza  $RT_1$ ,

→ 3 prove condizionate in acqua a  $60^\circ\text{C}$  x 24 h, da cui si ricava  $RT_2$ .

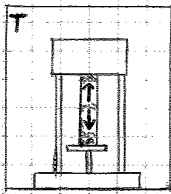
Occorre che i campioni presentino  $6 \div 8\%$  di vuoti (di più rispetto a miscele di progetto), che costituisce la minima apertura necessaria x danneggiare il legame costitutivo aggregato-bitume.

Da qui si valuta la resistenza residua

$$ITSR = \frac{RT_2}{RT_1}$$

### Resistenza a rottura termica

In questo caso, si fa una prova a controllo di deformazione, detta thermal stress restrained specimen test (TSRST).



In una cella termostatica (in cui si controllano temperatura e gradiente termico), si inserisce una struttura intelaiata molto rigida, su cui si fissa un campione.

Il campione può avere forma cilindrica o a osso di cane, cioè è rastremato x facilitare la prova (servono supporti meno resistenti) e x posizionare la sezione di rottura verso il centro.

Il campione è snello, con

$$h \geq 2b$$

e deve avere caratteristiche volumetriche simulate delle condizioni in opera.

Questo è incollato al traverso superiore e inferiore e su di esso si monta un estensimetro, x valutare la deformazione.

A partire dalla temperatura ambiente, si applica un gradiente di coazione, cioè una certa velocità di abbassamento termico

$$\frac{dT}{dt}$$

Il campione tende a restringersi, ma non può.

Di conseguenza, x mantenerlo indeformato, la pressa inferiore tira verso il basso

⇒ nel campione nasce una coazione di trazione



Questa non è una prova continua ma è puntuale. Si fanno dunque diverse prove nel range di temperature e si interpola la curva.

In tal modo, si ottiene l'area che fornisce la trazione lasciata allo sforzo di carico.

↳ in tal modo, si tiene conto degli effetti ambientali e dell'effetto di carico.

**PROBLEMA**: si supponga che alla temperatura  $\bar{T}$  non esista riserva a il carico. Si sa che, avvicinandosi al punto di rottura ambientale, è minore la resistenza disponibile. Per individuare l'area di resistenza, occorre modulare bene la prova di trazione diretta, in modo che le curve coincidano. Pertanto, alla temperatura minima  $\bar{T}$ , si esegue la prova di trazione e si modula la velocità di elongazione, in modo da ottenere lo stesso valore di resistenza a trazione del TSRT. Questa velocità è poi mantenuta a le altre prove.

⇒ si fanno corrispondere  $\Delta T/\Delta t$  e  $\Delta \epsilon/\Delta t$ , cioè l'effetto della coazione è consimile all'effetto dell'elongazione.

## 2 TIPOLOGIE DI MIX DESIGN

Esistono più metodi:

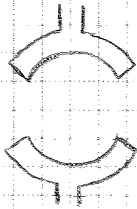
→ mix design Marshall: è un metodo veloce ma con limitazioni, in quanto si basa su metodi di compattazione e prove meccaniche che non sono tanto simulativi.

→ mix design SUPERPAVE: esso si basa sulla scelta di una miscela ideale in base ai fenomeni di ammorbidimento del conglomerato bituminoso. In altri termini, essa individua grandezze che, se soddisfatte, garantiscono la mancanza di dissesti.

→ mix design volumetrico: è un metodo che si è sviluppato in Italia in parallelo al metodo Marshall. Questo non è propriamente prestazionale (poiché richiederebbe il ricorso a strumenti che non tutti hanno) ma è un ibrido.

→ In questa prova non si riesce a monitorare il processo deformativo e quindi non si ha controllo su alcune caratteristiche del materiale (es. lavorabilità).

Una volta addensato il materiale, si procede alla prova Marshall.



Questa è una prova di compressione particolare, poiché il campione è sottoposto a compressione sotto guarnisce in acciaio, in modo da impedire la deformazione laterale (spanciamento).

Il campione è preventivamente soggetto a un bagno termostatico a  $60^{\circ}\text{C}$  e la prova è a velocità di deformazione costante.

$$\dot{\epsilon} = 0,25 \text{ mm/s} \rightarrow \text{è alta}$$

Questa prova è la base del m.d.M. poiché da essa si deducono 3 grandezze che permettono di definire l'idoneità:

→ STABILITÀ

→ SCORRIMENTO

→ RIGIDEZZA MARSHALL

**SVANTAGGI DELLA PROVA** → la prova va bene se inserita nel metodo Marshall e non se questa è usata singolarmente x stabilire l'idoneità del conglomerato bituminoso (è poco simulativa).

→ prova statica

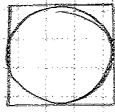
→ la prova è fatta ad alte temperature ( $60^{\circ}\text{C}$ ) ma questa è una rara condizione di esercizio.

→ le grandezze meccaniche non sono fondamentali e dunque il metodo Marshall non correla le grandezze al dissesto reale in opera (sono degli indicatori ma non di più).

### 3 FASI

#### ① Scelta del legante

Il metodo prevede di non fare un'analisi del bitume in base alle condizioni ambientali, ma pone la scelta sulla base dell'esperienza in quanto non pone prescrizioni.



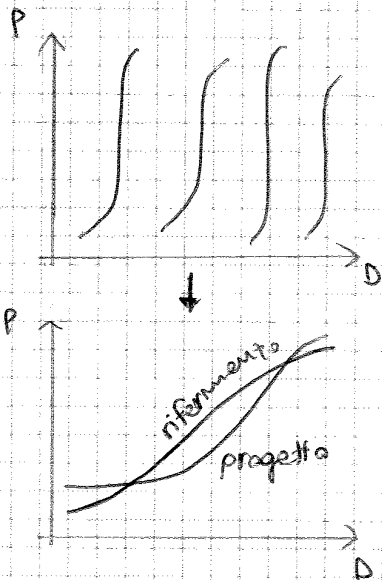
Della standardizzazione si usano solo setacci e il problema è che, nei setacci, il foro è un quadrato che circoscrive il cerchio (cui si riferisce il diametro di apertura).  
 Dunque, nel crivello l'area disponibile x il passaggio è inferiore all'area del setaccio corrispondente.  
 Così passa una quantità diversa di materiale e, sperimentalmente, si nota che la differenza di area non è costante al variare del diametro, anche se tende al 25%.

⇒ il crivello equivale a un setaccio con apertura più piccola del 25%

Così il fuso di riferimento deve essere costruito convertendo crivelli in setacci.

A questo punto, si pone un problema operativo:

i materiali forniti dalle cave non ~~si~~ rappresentano aggregati così variegati che si assimilano alla curva di riferimento.



In realtà, gli impianti permettono di selezionare un certo numero di classi ristrette. Di queste, poi, se ne possono usare solo 3 poiché la tramoggia è a 3 uscite.

Pertanto, da un certo numero di distribuzioni di aggregato si vuole ottenere una curva continua.

Si capisce che il problema non è di semplice risoluzione perché i dati sono molto variabili e ci possono essere più soluzioni.

Del resto, il problema consiste nel combinare diverse classi di aggregato e stabilire le proporzioni x ottenere la curva di riferimento.

Per scegliere dunque le proporzioni x le classi a disposizione in modo che, combinandole, si ottenga la curva voluta, facendo riferimento alla norma di disposizione x gli aggregati, si usa un processo di ottimizzazione:

si combinano in modo opportuno gli aggregati in modo da ottenere una curva di progetto che abbia distanza minima dalla curva di riferimento.

Questo processo può essere svolto con diversi strumenti ma un valido metodo è l'ottimizzazione ai minimi quadrati:

il quadrato delle differenze curva di progetto - curva di riferimento deve essere minimo.

In questo caso, ottimizzare significa determinare i cosiddetti coefficienti di utilizzo delle classi granulometriche  $\alpha_s$ ,  $\alpha_p$  e  $\alpha_g$  (sono le proporzioni) attraverso la costruzione del sistema lineare

$$\begin{aligned} A) \quad P_A &= \alpha_s P_{sA} + \alpha_p P_{pA} + \alpha_g P_{gA} \\ B) \quad P_B &= \alpha_s P_{sB} + \alpha_p P_{pB} + \alpha_g P_{gB} \\ C) \quad P_C &= \alpha_s P_{sC} + \alpha_p P_{pC} + \alpha_g P_{gC} \end{aligned}$$