



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 546

DATA: 28/05/2013

A P P U N T I

STUDENTE: Sannipoli

MATERIA: Costruzione di Strade, Ferrovie e Aeroporti Eserc.

Prof. Baglieri_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.**

POLITECNICO DI TORINO

Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile

***COSTRUZIONE DI STRADE, FERROVIE ED
AEROPORTI(03ALVMX)***

Prof. Orazio Baglieri

Ing. Pier Paolo Riviera

Ing. Giuseppe Chiappinelli

Ing. Davide Dalmazzo

Quaderno delle esercitazioni



Gruppo di studio

Vincenzo Sannipoli 198860

Rosario Sicari 198866

Giacomo Zamolo 198902

A.A. 2012-2013

2.2	Verifica idraulica di un fosso di guardia	47
3.	Costruzione di un rilevato – verifiche progettuali per l'accettazione e controllo in corso d'opera	53
3.1.:	Classificazione dei bitumi stradali	55
3.1.1.	Classificazione con metodo empirico (Norma EN 12591:2009)	55
3.1.2.	Classificazione con metodo prestazionale (SUPERPAVE-PG System).....	60
3.1.3.	Scelta del bitume in fase di progetto.....	68
3.2.:	Prove prestazionali su materiali non legati e conglomerati bituminosi	71
3.2.1.	Prova triassiale su materiali non legati.....	73
3.2.2.	Prove di fatica su conglomerati bituminosi.....	82
3.2.3	Accumulo di deformazioni permanenti nei conglomerati bituminosi: prove di creep	88
4.	Progetto di una miscela in conglomerato bituminoso	102
4.1.	Progetto di una miscela in conglomerato bituminoso (mix-design Marshall).....	102
4.2.	Progetto di una miscela in conglomerato bituminoso secondo il Livello 1 del mix design SUPERPAVE (volumetrico).....	119
4.2.1	Selezione della mistura di aggregati.....	122
4.2.2	Selezione del contenuto di bitume ottimo	133
4.2.3	Valutazione della suscettività all'acqua della miscela ottima	141
5.	Termica del binario	144
5.1	Richiami teorici.....	145
5.2	Svolgimento.....	146

	Piano d'appoggio	Rilevato/Sottofondo
w _L [%]	27,85	10,54
w _p [%]	17,91	5,78

Tabella 2: Risultati dei limiti di Atterberg

	Piano d'appoggio	Corpo del rilevato	Sottofondo
Peso della sabbia contenuta nel cono e nella piastra [g]	1538,9	1538,9	1538,9
Peso della sabbia totale impiegata [g]	4957,8	4338,7	4608,9
Massa volumica apparente della sabbia utilizzata [g/cm ³]	1,349	1,349	1,349
Peso umido del terreno prelevato [g]	5346,8	4748,9	5401,2
Umidità del terreno prelevato [%]	4,50	5,70	6,20
Peso del trattenuto al crivello con apertura 25 mm [g]	1895,6	985,2	335,2
Massa volumica apparente dei granuli aventi dimensioni maggiori di 25 mm [g/cm ³]	2,567	2,678	2,678

Tabella 3: Risultati delle prove di densità in sito con metodologia del volumometro a sabbia ("Cono di Sabbia")

Pressione [kg/cm ²]	Lettura comparatori [mm]								
	Piano d'appoggio			Corpo del rilevato			Sottofondo		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0,2	18,59	5,61	14,81	13,78	18,93	11,92	21,77	11,88	27,94
0,5	18,56	5,59	14,79	13,40	18,72	11,61	20,33	11,25	27,20
1,5	17,22	4,16	13,50	12,65	18,01	10,91	19,67	10,54	26,52

Tabella 4: Risultati delle prove di portanza con prova di carico su piastra

Si richiede di:

1. verificare l' idoneità del terreno di appoggio e di quello utilizzato per la costruzione del rilevato/sottofondo in relazione alla classificazione HRB (CNR-UNI 10006);
2. verificare il grado di addensamento del piano di appoggio, del corpo del rilevato e del sottofondo noti i dati di costipamento Proctor riportati in Tabella 5 e 6;
3. determinare il modulo di deformazione per i tre precedenti livelli di costruzione.

	Provino				
	1	2	3	4	5
Massa provino umido e fustella [g]	14358,6	14523,8	14699,0	14725,9	14762,3
Umidità [%]	5,97	8,11	9,88	12,13	13,88
Tara fustella [g]	10188,2				
Volume fustella [cm ³]	2120,6				

Tabella 5: Risultati delle prove di costipamento Proctor sul terreno costituente il piano d'appoggio

1.1. Controlli di accettazione su piano d'appoggio, corpo del rilevato e sottofondo.

1.1.1. Verifica dell'idoneità del terreno di appoggio e di quello utilizzato per la costruzione del rilevato/sottofondo in relazione alla classificazione HRB (CNR-UNI 10006).

Il sistema HRB di classificazione delle terre è uno strumento di valutazione preventiva delle prestazioni delle terre basato sulle dimensioni dei granuli della terra e sulla sensibilità all'acqua della stessa. Esso consente di discriminare i terreni idonei all'uso per le costruzioni stradali da quelli non idonei.

Sul terreno da classificare sono state effettuate le analisi granulometriche (mediante vagliatura) e quelle relative ai limiti di Atterberg.

Si procede in prima istanza alla classificazione del terreno costituente il piano d'appoggio del rilevato.

1.1.1.1. Piano d'appoggio

Sono riportati nel seguito i risultati delle analisi granulometriche.

Piano d'appoggio	
Diametro setaccio [mm]	Massa di trattenuto [g]
63	0
31,5	5565,8
16	2984,2
8	2060,5
4	1231,6
2	829
1	1444,7
0,5	1397,4
0,4	497,4
0,25	900
0,125	521,1
0,075	1136,8
0,063	307,9
filler	4807,9

Tabella 1.1. Risultati delle analisi granulometriche sul terreno costituente il piano d'appoggio

Partendo dai dati disponibili si può costruire la curva granulometrica che riporta il passante progressivo % in funzione del diametro del setaccio corrispondente. Partendo dalla massa m_i trattenuta al singolo setaccio di diametro d_i si possono calcolare nell'ordine:

- Trattenuto progressivo (in [g]), che rappresenta la massa trattenuta al singolo setaccio addizionata a quella trattenuta a tutti i setacci precedenti;

I risultati dei limiti di Atterberg sono i seguenti:

Piano di appoggio	
w_l [%]	27,85
w_p [%]	17,91

Tabella 1.3. Risultati dei limiti di Atterberg sul terreno costituente il piano d'appoggio

Il limite liquido w_l rappresenta il valore di contenuto d'acqua che sancisce il passaggio dallo stato liquido (la terra si comporta appunto come liquido) a quello plastico (la terra può essere modellata, plasticizzata)

Il limite plastico w_p rappresenta il valore di contenuto d'acqua che sancisce il passaggio da stato plastico a stato semi-solido (in cui la variazione di w comporta comunque variazioni di volume).

Il sistema HRB di classificazione si basa anche sulla definizione dell'indice di plasticità IP:

$$IP = w_l - w_p$$

Tale parametro è un indicatore della sensibilità all'acqua di un terreno; ad esempio, un terreno plastico (IP elevato) è molto sensibile alle variazioni del contenuto d'acqua.

Per il terreno in considerazione si ha che:

$$IP = 27,85 - 17,91 = 9,94\%$$

Il sistema di classificazione HRB, in base alla granulometria e alle caratteristiche di plasticità, prevede la suddivisione delle terre in otto gruppi, indicati con le sigle da A-1 ad A-8, alcuni dei quali (A-1, A-2 e A-7) suddivisi a loro volta in sottogruppi secondo lo schema riportato in Figura

Come indicatore sintetico del gruppo di appartenenza della terra considerata si può anche usare l'indice di gruppo IG, la cui formula è la seguente:

$$IG = (P_{75\mu m} - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + 0,01 \cdot (P_{75\mu m} - 15) \cdot (IP - 10)$$

Sono da apportare le seguenti correzioni:

- Per la prima parentesi tonda:
 - $P_{75\mu m} = 75$ se $P_{75\mu m} > 75\%$
 - $P_{75\mu m} = 35$ se $P_{75\mu m} < 35\%$
- Per la seconda parentesi tonda:
 - $LL = 60$ se $LL > 60$
 - $LL = 40$ se $LL < 40$
- Per la terza parentesi tonda:
 - $P_{75\mu m} = 55$ se $P_{75\mu m} > 55\%$
 - $P_{75\mu m} = 15$ se $P_{75\mu m} < 15\%$
- Per la quarta parentesi tonda:
 - $IP = 30$ se $IP > 30$
 - $IP = 10$ se $IP < 10$

Applicando la formula di cui sopra e approssimando il risultato finale all'intero più vicino si trova che:

$$IG = 0$$

Dunque anche l'indice di gruppo conferma l'appartenenza della terra alla famiglia delle terre ghiaio-sabbiose.

1.1.1.2. Corpo del rilevato e sottofondo

Si passa ora alla classificazione del terreno costituente il corpo del rilevato ed il sottofondo. Si procede in modo analogo a quanto fatto precedentemente.

Corpo del rilevato/sottofondo				
Diametro setaccio [mm]	Massa di trattenuto [g]	Trattenuto progressivo [g]	Trattenuto progressivo [%]	Percentuale passante [%]
63	0	0	0,00	100,00
31,5	3567,1	3567,1	13,17	86,83
16	6752,9	10320	38,12	61,88
8	4736,8	15056,8	55,61	44,39
4	2973,8	18030,6	66,60	33,40
2	1573,1	19603,7	72,41	27,59

<6% (4,76%), la terra è classificabile nel gruppo A 1, sottogruppo A 1-a. Tale gruppo racchiude le terre che in assoluto presentano le più elevate proprietà meccaniche, dunque sono assolutamente idonee per costituire il corpo del rilevato ed il sottofondo. Per completezza si riporta l'estratto del capitolato CIRS, §1.2.1:

Gruppo A₁ - *Appartengono a questo gruppo i materiali rocciosi non evolutivi e le terre granulari, generalmente di più o meno grossa pezzatura, pressoché insensibili all'azione dell'acqua e del gelo, che sotto il profilo dei movimenti di terra possono dar luogo ad un ampio spettro di comportamenti, in relazione:*

- *al contenuto di fino (frazione minore di 0,075 mm);*
- *all'assortimento granulometrico;*
- *alla presenza di elementi di grossa pezzatura.*

Nel prevederne l'impiego occorre considerare che le ghiaie e le sabbie alluvionali con poco fino (meno del 5%), permeabili e prive di coesione, dopo costipamento risultano tanto più soggette all'erosione dell'acqua meteorica quanto più l'assortimento granulometrico è mal graduato. Per evitare che possano prodursi danni, l'Impresa deve rigorosamente procedere al rivestimento con terra vegetale delle scarpate man mano che cresce l'altezza del rilevato; la semina per l'inerbimento, ugualmente, deve essere effettuata il più rapidamente possibile.

I detriti di falda, le rocce alterate, i depositi morenici ed anche le alluvioni eterogenee con un contenuto di fino compreso tra il 10 ed il 15% danno luogo a strati molto compatti e difficilmente erodibili; richiedono, tuttavia, un attento controllo dell'umidità di costipamento al fine di attingere valori elevati di portanza.

I materiali con elementi superiori a D=50mm e, in particolare, quelli provenienti da scavi in roccia (dura e tenace) richiedono cautele e particolari provvedimenti per quel che riguarda la stesa in strati di spessore regolare ed il costipamento.

I provvedimenti da adottarsi consistono nelle seguenti operazioni:

- *scarto degli elementi di dimensioni maggiori di D=500 mm;*
- *correzione granulometrica (per frantumazione e/o aggiunta di pezzature in difetto).*

Nella redazione del piano dei movimenti di terra, di norma si riservano le terre del sottogruppo A_{1-a}, specialmente se di granulometria ben assortita, ai manufatti in terra che richiedono più elevate proprietà meccaniche e/o agli strati di sottofondo.

Anche in questo caso l'indice di gruppo risulta:

$$IG = 0$$

Dunque anche l'indice di gruppo conferma l'appartenenza della terra alla famiglia delle terre ghiaio-sabbiose.

1.1.2 Verifica grado di addensamento del piano d'appoggio, del corpo del rilevato e del sottofondo noti i dati di costipamento Proctor.

Per valutare il grado di addensamento del terreno c'è bisogno, per prima cosa, di calcolare γ_s , cioè la massa volumica del secco, da confrontare in seguito con il valore massimo, ricavabile mediante la prova Proctor.

Svolgendo i calcoli si ha:

	Piano d'appoggio	Corpo del rilevato	Sottofondo
Peso sabbia messa nel foro [g]	3418,9	2799,8	3070
Volume del foro [cm ³]	2534,4	2075,5	2275,8
Massa del secco del terreno prelevato [g]	5116,6	4492,8	5085,9
Massa volumica del secco del terreno prelevato [g/cm ³]	2,019	2,165	2,235
Massa volumica del secco corretta [g/cm ³]	1,793	2,054	2,209

Tabella 1.7. Calcolo della massa volumica del secco

Per determinare la massa volumica massima del terreno si fa riferimento ai risultati delle prove di costipamento Proctor. Si considera inizialmente il terreno costituente il piano d'appoggio:

	Provino				
	1	2	3	4	5
Massa provino umido e fustella [g]	14358,6	14523,8	14699,0	14725,9	14762,3
Umidità [%]	5,97	8,11	9,88	12,13	13,88
Tara fustella [g]	10188,2				
Volume fustella [cm ³]	2120,6				

Tabella 1.8. Risultati delle prove di costipamento Proctor sul terreno costituente il piano d'appoggio

Noti tali risultati si calcolano nell'ordine:

- Massa volumica umida del campione γ_U : è pari a:

$$\gamma_U = \frac{m_U}{V}$$

con:

- m_U : massa umida del campione;
- V : volume della fustella (così facendo si sta implicitamente supponendo che il volume della fustella coincida con quello del campione in essa presente);
- Massa volumica secca del campione γ_S : è pari a:

$$\gamma_S = \frac{\gamma_U}{1 + \frac{\text{umidità}}{100}}$$

Svolgendo i calcoli si ottiene:

	Provino				
	1	2	3	4	5
Massa volumica umida del campione [g/cm ³]	1,967	2,045	2,127	2,140	2,157
Massa volumica secca del campione [g/cm ³]	1,856	1,891	1,936	1,908	1,894

Tabella 1.9. Calcolo della massa volumica secca dei campioni sottoposti a prova Proctor (terreno costituente il piano d'appoggio)

Dunque, per il piano d'appoggio del rilevato, il grado di addensamento rispetta il limite imposto.

Si ripete ora lo stesso procedimento per il terreno costituente il corpo del rilevato/sottofondo:

	Provino				
	1	2	3	4	5
Massa provino umido e fustella [g]	14895,7	15014,6	15292,5	15111,1	15119,7
Umidità [%]	6,17	6,98	8,25	9,11	10,58
Tara fustella [g]	10188,2				
Volume fustella [cm ³]	2120,6				

Tabella 1.11. Risultati delle prove di costipamento Proctor sul terreno costituente il corpo del rilevato/sottofondo

Massa volumica umida del campione [g/cm ³]	2,220	2,276	2,407	2,321	2,326
Massa volumica secca del campione [g/cm ³]	2,091	2,127	2,224	2,128	2,103

Tabella 1.12. Calcolo della massa volumica secca dei campioni sottoposti a prova Proctor (terreno costituente il corpo del rilevato/sottofondo)

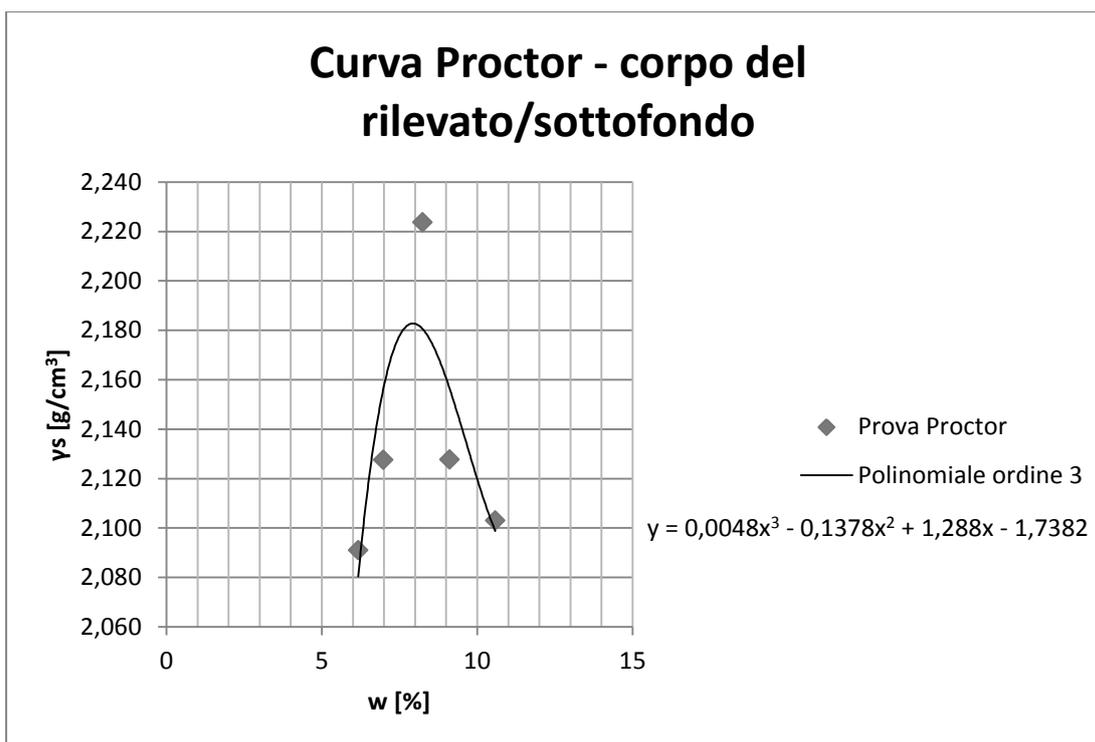


Figura 1.5. Curva Proctor riferita al terreno costituente il corpo del rilevato/sottofondo

$w_{opt} [%]$	$\gamma_{smax} [g/cm^3]$
7,93	2,183

Tabella 1.13. Valore della massa volumica massima da prova Proctor sul terreno costituente il corpo del rilevato/sottofondo

Poiché il terreno ha un comportamento non elastico, esso non reagisce immediatamente, dunque devo effettuare degli step successivi di carico (carico il terreno, aspetto che esso ceda sotto tale carico e poi aumento il carico stesso). Il Δp da scegliere è quello che consente di effettuare i calcoli in modo più veloce possibile, dunque pari a 1kg/cm^2 (per il piano d'appoggio, corpo del rilevato e sottofondo l'intervallo di p che si applica è $0,5-1,5\text{kg/cm}^2$). Dunque, ai fini dei calcoli, la riga della tabella relativa alla pressione $0,2\text{kg/cm}^2$ non ci serve, ma operativamente è stata effettuata proprio perché non si può caricare il terreno istantaneamente con carichi più elevati.

Il modulo di deformazione è calcolabile, secondo la Norma CNR n. 146/1992, come:

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

ove:

- $\Delta p = 1,5 - 0,5 = 1\text{kg/cm}^2$;
- $\Delta \delta$ è la differenza tra il cedimento sotto la pressione di $1,5\text{kg/cm}^2$ e quello sotto la pressione di $0,5\text{kg/cm}^2$. Il cedimento viene letto da tre comparatori posti a 120° , dunque la differenza si fa tra il cedimento medio dei tre rilevati.
- D è il diametro della piastra; siccome si sta supponendo di realizzare una pavimentazione flessibile, il diametro della piastra che si utilizza è pari a 30 cm.

Svolgendo i calcoli si ottiene:

	Piano d'appoggio	Corpo del rilevato	Sottofondo
δ medio sotto la pressione di $0,5\text{kg/cm}^2$ [mm]	12,98	14,58	19,59
δ medio sotto la pressione di $1,5\text{kg/cm}^2$ [mm]	11,63	13,86	18,91
$\Delta \delta$ [mm]	1,35	0,72	0,68
$\Delta \delta$ [cm]	0,14	0,07	0,07
M_d [kg/cm^2]	222	417	439
M_d [MPa]	22,2	41,7	43,9

Tabella 1.15. Calcolo del modulo di deformazione

Anche per il modulo di deformazione vanno rispettati predefiniti limiti indicati nella tabella 1.11 delle Norme tecniche CIRS, § 1.5, inerenti al corpo del rilevato e sottofondo.

Per quanto riguarda il piano d'appoggio valgono le prescrizioni seguenti, estratte dal capitolato CIRS, § 1.4.2.1:

10	19,7	26,8	65,8
11	20,4	28,5	49,8
12	20	44,8	44,3
13	15,8	32,6	65,7
14	14,9	28,2	61,4
15	25,4	26,4	69,3

Tabella 1.16. Risultati del modulo di deformazione lungo la tratta in costruzione

I passi da effettuare sono:

- calcolo della media \bar{x} dei dati a disposizione;
- calcolo della deviazione standard σ dei dati;
- identificazione del limite L di modulo di deformazione da rispettare (in questo caso i limiti sono quelli visti precedentemente);
- calcolo dell'indice di qualità:

$$Q_L = \frac{L - \bar{x}}{\sigma}$$

- determinazione di PWL (in questo caso coincidente con P_L dato che ho solo un limite inferiore da rispettare) tramite la tabella che riporta la soluzione numerica della gaussiana secondo cui si distribuiscono tipicamente i risultati delle prove effettuate.

I calcoli eseguiti sono di seguito riportati:

	Piano d'appoggio	Corpo del rilevato	Sottofondo
media [MPa]	20,3	31,5	58,9
σ [MPa]	4,0	5,9	10,4
L [MPa]	15	30	50
Indice di qualità Q_L	1,33	0,26	0,86
n (grandezza campione = n prove)	15	15	15
P_L	92	61	81

Tabella 1.17. Calcolo del grado di conformità

Si può concludere che:

- il piano d'appoggio presenta un P_L prossimo a 100, quindi significa che sono state effettuate buone lavorazioni;
- il corpo del rilevato ha un P_L estremamente basso, quindi l'impresa si dovrà impegnare a rieffettuare nuovamente le lavorazioni, senza ulteriori compensi rispetto a quanto già pattuito;
- il sottofondo ha un P_L prossimo a 80, quindi l'impresa subirà delle detrazioni dal compenso stabilito.

Diametro [mm]	Trattenuto [g]
63	-
31,5	285,7
16	347,9
8	722,6
4	485,7
2	1365,9
1	1285,5
0,5	864,7
0,4	756,3
0,250	1198,6
0,125	1355,2
0,075	1299,4
0,063	369,5
Filler	9569,2

Tabella 2: Risultati dell'analisi granulometrica condotta sullo strato B

	Strato B
w _L [%]	38,77
w _p [%]	12,69

Tabella 3: Risultati dei limiti di Atterberg eseguiti sullo strato B

Sono stati determinati i seguenti parametri del terreno costituente lo strato B:

- Indice dei vuoti del terreno in sito: 1,15;
- Umidità in condizioni non sature: 15%;
- Umidità in condizioni sature: 45%;
- Densità del terreno in condizioni non sature: 13,5 kN/m³;
- Densità del terreno in condizioni sature: 17 kN/m³;
- Resistenza al taglio non drenata del terreno c_u: 20 kN/m²;
- Coefficiente di consolidazione primaria c_v: 1 x 10⁻⁶ m²/s;
- Terreno normalconsolidato NC.

Si richiede di:

- Classificare il terreno appartenente allo strato B e, nel caso sia comprimibile, valutare il cedimento totale a cui è soggetto il piano di appoggio per effetto della presenza del rilevato (trascurando il contributo del cedimento secondario).
- Verificare se i requisiti richiesti dal Capitolato Speciale d'Appalto CIRS (art. 1.4.2.1) siano o meno rispettati. A tal fine si supponga un tempo di costruzione dell'opera stimato in 120 giorni lavorativi consecutivi.

1.3.1. Classificazione del terreno appartenente allo strato B

Si procede inizialmente alla classificazione del terreno appartenente allo strato B. Il procedimento è analogo a quanto fatto in precedenza nella parte 1.1.

Poiché la frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 è >35% (49,93%), il w_l è <40% (38,77%) e l'IP è >10% (12,69%), la terra è classificabile nel gruppo A6 (facente parte della famiglia delle terre limo-argillose), dunque risulta comprimibile, cioè soggetta a cedimenti differiti nel tempo. Dunque si dovrà procedere alla valutazione del cedimento totale. Per completezza si riporta l'estratto del capitolato CIRIS, §1.2.1:

Gruppi A4, A5, A6 e A7 *L'opportunità d'adoperare terre di questi gruppi deve essere valutata secondo le seguenti linee guida:*

- *disponibilità di terre sostitutive, anche in relazione alle distanze di trasporto ed alle esigenze di carattere ambientale;*
- *provvedimenti da adottare per la protezione da venute d'acqua (gravitazionali o di capillarità) nelle opere in terra con esse realizzate;*
- *tecniche di miglioramento, quale il trattamento a calce, finalizzate a ricondurre le proprietà fisico-chimiche e meccaniche entro limiti di garanzia delle prestazioni, nel volgere della vita economica dell'opera.*

Per l'impiego dei materiali dei gruppi A4 ed A5 occorre considerare che:

- *la consistenza di queste terre ($IP < 10$) cambia sensibilmente per modeste variazioni del contenuto d'acqua; anche per modesti incrementi d'umidità si passa rapidamente da comportamenti tipici di terreni asciutti, difficili da compattare, a quelli di terreni troppo umidi, per i quali risulta talvolta impossibile ottenere il grado di addensamento richiesto;*
- *in relazione all'assortimento granulometrico ed all'addensamento, la permeabilità ed il potere di risalita capillare possono variare entro limiti abbastanza ampi; ne risulta un forte potere di imbibizione (portate d'invasamento capillare) e, quindi, un'estrema sensibilità al rigonfiamento ed all'azione del gelo. I rilevati realizzati con questi terreni, pertanto, debbono essere protetti dalle acque interne ed esterne, mediante strati anticapillari, schermi drenanti, tempestivi rin fianchi laterali con inerbimento;*
- *la presenza di ciottoli ed elementi di più grossa pezzatura può impedire l'azione dei mezzi di miscelazione e, quindi, renderne impossibile la stabilizzazione a calce.*

Le difficoltà di compattazione delle argille dei gruppi A6 ed A7, le proprietà meccaniche generalmente modeste degli strati, come pure i provvedimenti di difesa dalle acque da mettere in atto per evitare rischi di ritiro-rigonfiamento del materiale posto in opera, limitano l'impiego di queste terre a rilevati di modesta importanza o a riempimenti non strutturali.

Se non sono presenti elementi di grosse dimensioni, le terre dei gruppi A6 ed A7 si prestano bene alla stabilizzazione con calce.

L'indice di gruppo risulta in questo caso:

$$IG = 8,6$$

Esso è <16 dunque, guardando la tabella di classificazione HRB, risulta confermata l'appartenenza del terreno al gruppo A6.

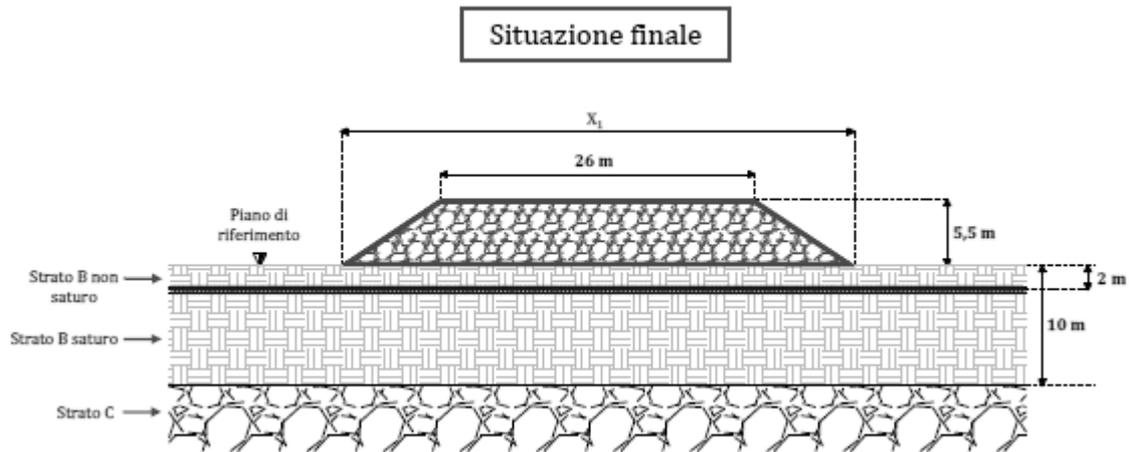


Figura 1.9. Situazione finale

La base inferiore del rilevato risulterà quindi:

$$X_1 = 26 + 2 \cdot \left(5,5 \cdot \frac{3}{2} \right) = 42,5m$$

Il cedimento totale di un terreno è pari a:

$$S = S_i(t) + S_c(t) + S_s(t)$$

ove:

- S_i rappresenta il cedimento immediato, cioè quello che avviene contestualmente all'applicazione del carico;
- S_c rappresenta il cedimento di consolidazione, cioè quello dovuto alla dissipazione delle pressioni interstiziali e al progressivo assestamento del terreno sotto il carico applicato;
- S_s rappresenta il cedimento secondario, cioè legato alle proprietà viscosse del terreno. Tale aliquota di cedimento la si considera trascurabile.

1.3.2.1 Calcolo del cedimento immediato

Il cedimento immediato avviene in condizioni non drenate in quanto la velocità di applicazione del carico risulta superiore a quella di dissipazione delle pressioni interstiziali. Dunque, tale cedimento è caratterizzato da una deformazione a volume costante, cioè una deformazione rigida. Si può concludere pertanto che il cedimento immediato avviene in condizioni elastiche. Vengono dunque utilizzati approcci elastici per descrivere tale cedimento e, tra essi, si utilizza quello di Giroud.

$$S_i = \frac{S_{i,P} + S_{i,Q} + S_{i,R}}{3}$$

Per poter applicare la formula di Giroud è necessario calcolare E_u , γ , r_H e r'_H .

Per il calcolo di E_u si utilizza l'approccio di Duncan e Buchignani, poiché lo strato B è costituito da terreno omogeneo.

GSC	E_u/c_u		
	PI < 30	30 < PI < 50	PI > 50
< 3	600	300	125
3 - 5	400	200	75
> 5	150	75	50

Figura 1.12. Calcolo di E_u

- GSC: grado di sovraconsolidazione (OCR); è pari a 1 in quanto il terreno costituente lo strato B è normalconsolidato;
- PI: indice di plasticità del terreno costituente lo strato B; è stato calcolato in precedenza ed è pari a 26,08%;
- C_u : resistenza al taglio non drenata; è pari a 20 kN/m².

Si ricava dunque che $E_u=12000$ kN/m².

La massa volumica γ del terreno costituente il corpo del rilevato è un parametro già incontrato nella parte 1 dell'esercitazione. Si suppone che l'addensamento del rilevato sia uniforme (senza distinzione tra corpo del rilevato e sottofondo). La massa volumica da utilizzare è quella umida (ci si pone così a favore di sicurezza) ed è pari a:

$$\gamma_u = \frac{m_{t,u}}{V_{foro}}$$

ove:

- $m_{t,u}$: massa di terreno umido prelevato dal foro (prova del cono di sabbia);
- V_{foro} : volume del foro.

Dunque:

$$\gamma_u = \frac{4748,9 [g]}{2075,5 [cm^3]} = 2,288 \left[\frac{g}{cm^3} \right]$$

I parametri di influenza di Giroud si calcolano tramite l'abaco di Giroud:

Applicando la formula di Giroud, stando attenti alla coerenza dimensionale dei vari termini, si ottiene:

Punto	S_i [mm]
P	9,2
Q	20,5
R	-6,6

Tabella 1.21. Calcolo del cedimento immediato nei punti P, Q, R

Il cedimento immediato dello strato sarà dato dalla media matematica dei tre:

$$S_i = \frac{S_{i,P} + S_{i,Q} + S_{i,R}}{3} = 7,7 \text{ mm}$$

1.3.2.2. Calcolo del cedimento di consolidazione

Per calcolare il cedimento di consolidazione si utilizza la formula di Terzaghi che, nel caso si terreni NC, vale:

$$S_c(t) = H \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}$$

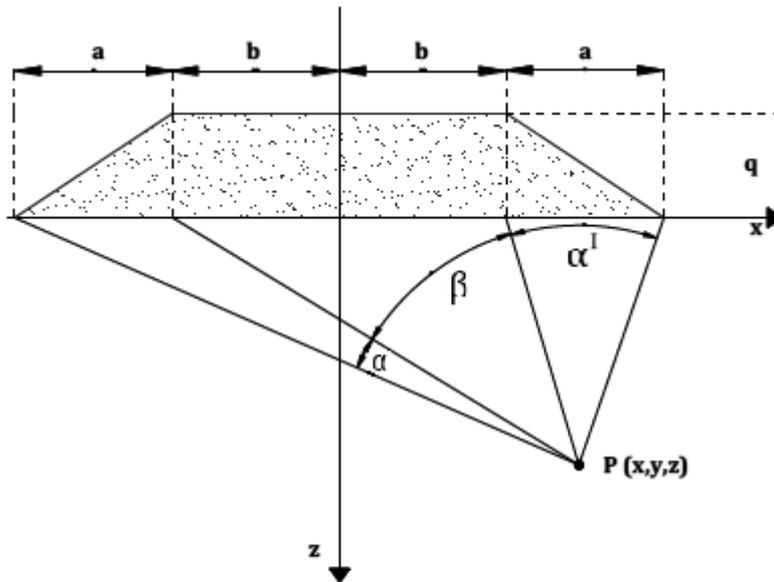
ove:

- e_0 : indice dei vuoti dello strato cedevole = 1,15;
- H: spessore dello strato compressibile;
- C_c : coefficiente di consolidazione;
- σ'_{v0} : tensione efficace iniziale del terreno alla quota considerata;
- $\Delta\sigma'_v$: incremento di tensione indotto dal rilevato sul terreno.

Per ottenere un valore di Sc rappresentativo della situazione reale, occorre suddividere lo strato compressibile (strato B) in due differenti sottostrati ognuno di spessore 5m, valutando per ciascuno di essi il cedimento in alcuni punti caratteristici posti sulla mezzeria del sottostrato (si utilizzano i punti caratteristici individuati per il precedente calcolo del cedimento immediato S_i).

ESERCITAZIONE 1

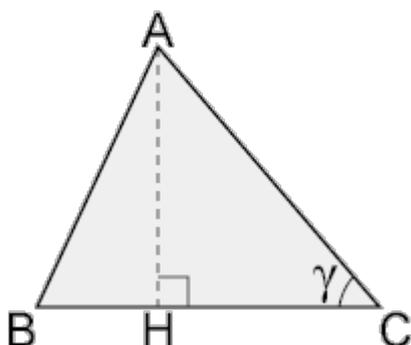
- γ : massa volumica del terreno costituente il corpo del rilevato. Si considera la massa volumica umida, pari a $2,288 \text{ g/cm}^3$, ponendoci così a favore di sicurezza (anche se nel tempo l'acqua evaporerà);
- $h_{\text{rilevato}} = 5,5\text{m}$;
- I : coefficiente di influenza determinabile grazie alla teoria di Boussinesq applicata ad un carico trapezoidale.



$$I = \frac{1}{\pi \cdot a} \cdot [a \cdot (\alpha + \beta + \alpha') + b \cdot (\alpha + \alpha') + x \cdot (\alpha - \alpha')]$$

Figura 1.15. Schema di calcolo del coefficiente di influenza I

Per il calcolo degli angoli α , α' , β si utilizza il teorema del coseno (teorema di Carnot):



$$\overline{AB}^2 = \overline{AC}^2 + \overline{BC}^2 - 2 \cdot \overline{AC} \cdot \overline{BC} \cos \gamma.$$

Figura 1.16. Teorema del coseno (teorema di Carnot)

I risultati ottenuti sono riportati nella seguente tabella. Per il calcolo di I , il parametro a vale $8,25\text{m}$, mentre il parametro b vale 13m ; x indica la distanza orizzontale con segno del punto considerato dall'asse verticale del sistema di riferimento scelto.

“Quando siano prevedibili **cedimenti eccedenti i 15 cm** dei piani di posa dei rilevati, l'Impresa deve prevedere nel piano dettagliato un programma per il loro controllo ed il monitoraggio per l'evoluzione nel tempo. La posa in opera delle apparecchiature necessarie (piastre assestometriche) e le misurazioni dei cedimenti sono eseguite a cura dell'Impresa, secondo le indicazioni della Direzione Lavori.

La costruzione del rilevato deve essere programmata in maniera tale che il **cedimento residuo** ancora da scontare, al termine della sua costruzione, risulti **inferiore al 10%** del cedimento totale stimato e comunque **minore di 5 cm.**”

il cedimento totale calcolato eccede i 15 cm. si deve ora calcolare il cedimento residuo e verificare se i limiti imposti sono rispettati o meno.

il cedimento residuo è calcolabile come:

$$S_{residuo} = S - S_i - U_{120gg} \cdot S_c$$

ove U_{120gg} rappresenta il grado di consolidazione medio a 120 giorni (120 giorni lavorativi consecutivi), cioè al termine dei lavori di realizzazione del rilevato stradale. È determinabile in funzione del fattore di tempo adimensionale (Time Factor) pari a:

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H_{dr}^2}$$

ove:

- c_v : coefficiente di consolidazione primaria $= 1 \cdot 10^{-6} m^2/s$;
- t : tempo intercorso tra l'inizio della fase di consolidazione e l'istante in cui si vuole determinare il grado di consolidazione medio = 120gg;
- H_{dr} : altezza di drenaggio = 5m (cioè metà dello strato B, dato che esso è compreso tra due strati permeabili; vedi figura seguente).

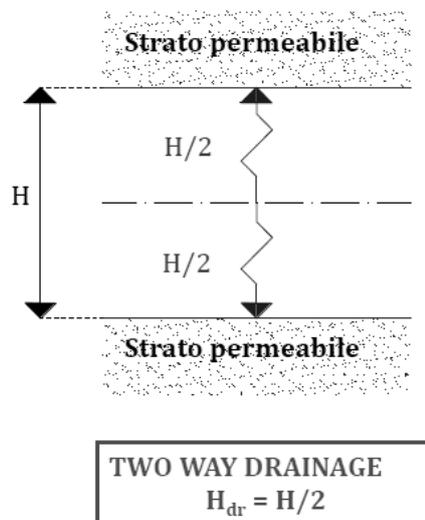


Figura 1.17. Altezza di drenaggio

1.4. Progettazione dei sistemi di miglioramento

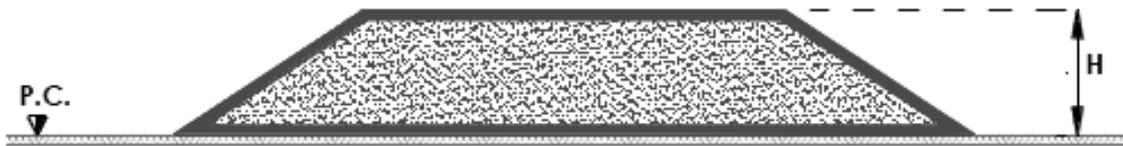


Figura 1: Sezione di un rilevato

• **Parte 4: Progettazione dei sistemi di miglioramento**

In relazione ai risultati ottenuti nella parte 3, si richiede di progettare i seguenti sistemi di miglioramento per rispettare le prescrizioni contenute nelle Norme Tecniche CIRS sul cedimento residuo (art. 1.4.2.1):

- Precarico: passo 0,25 m;
- Dreni verticali prefabbricati (Tabella 1): individuare l'interasse minimo sia per la soluzione a "maglia quadrata" che per quella a "quiconce".

Dreno	Dimensioni		Materiali		k [m/s]	d _w [mm]
	a [mm]	b [mm]	Anima	Filtro		
Kjellman	100	3.5	Cartone	Cartone	1·10 ⁻⁷	66
Mebra	95	3.2	Polietilene	Carta trattata	6·10 ⁻⁶	63
Geodrain	95	4.0	Polietilene	Carta trattata	6·10 ⁻⁶	63
Colbond	300	4.0	Poliestere non tessuto	Poliestere non tessuto	3·10 ⁻⁴	194
Alidrain	100	7.0	Plastica	Cellulosa	3·10 ⁻⁶	68
Castle Drain Boards	94	2.6	Poliolfine	Tessuto non tessuto	2·10 ⁻⁴	62

Tabella 1: Tipologie di dreni prefabbricati

Si supponga il coefficiente di consolidazione radiale c_h pari a 1x10⁻⁵ m²/s.

Lo scopo dei sistemi di miglioramento è quello di accelerare il fenomeno della consolidazione. In questa esercitazione si discuteranno due tecniche di miglioramento: precarico e dreni prefabbricati verticali.

1.4.1. Precarico

Il precarico consiste nel posizionamento di un carico aggiuntivo al di sopra del rilevato in maniera tale da aumentare il peso agente. Come riportato nel seguente diagramma, si osserva che, per la presenza del precarico, i cedimenti si esauriscono in tempi minori.

7,75	0,011	0,618	0,437	0,069
8,00	0,011	0,628	0,445	0,061
8,25	0,012	0,639	0,452	0,053
8,50	0,012	0,649	0,459	0,046

Tabella 1.26. Valutazione del cedimento residuo in presenza di precarico

L'altezza di precarico risulta essere pari a 3 m. Come già accennato in precedenza è anche possibile utilizzare piastre assestometriche, in grado di trasferire un carico uniformemente distribuito pari a:

$$\Delta Q = \gamma_{umida} \cdot H_{precarico} = 6864 \frac{Kg}{m^2} = 68,64 \frac{KN}{m^2}$$

1.4.2. Dreni verticali

La seconda tecnica di miglioramento qui analizzata sono i dreni verticali prefabbricati. Essa consiste nell'infissione dei suddetti dreni per modificare il percorso di drenaggio e ridurre il tempo di consolidazione. Questi possono essere disposti con una geometria a maglia rettangolare (detta quinconce) o a maglia quadrata:

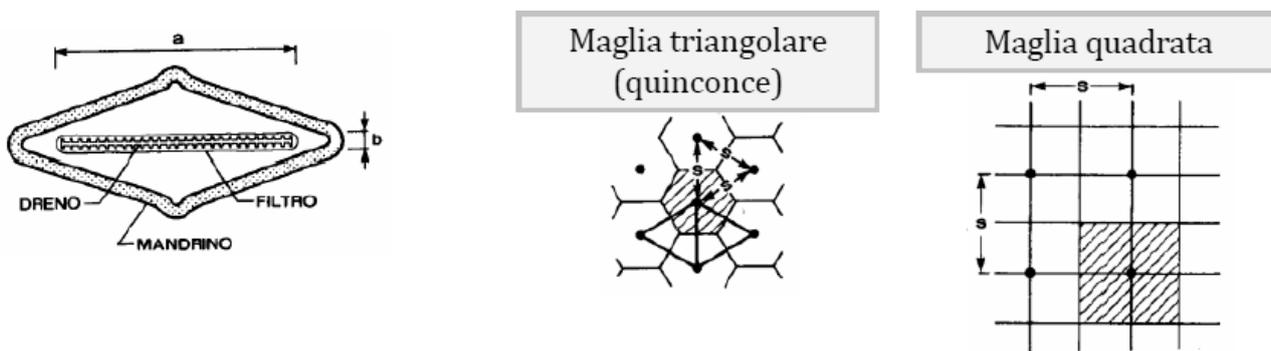


Figura 1.20. Geometria e schema d'infissione dei dreni prefabbricati

Si riporta, inoltre, un prospetto contenente alcuni esempi di dreni prefabbricati:

Dreno	Dimensioni		Materiali		k [m/s]	d _w [mm]
	a [mm]	b [mm]	Anima	Filtro		
Kjellman	100	3.5	Cartone	Cartone	1·10 ⁻⁷	66
Mebra	95	3.2	Polietilene	Carta trattata	6·10 ⁻⁹	63
Geodrain	95	4.0	Polietilene	Carta trattata	6·10 ⁻⁹	63
Colbond	300	4.0	Poliestere non tessuto	Poliestere non tessuto	3·10 ⁻⁴	194
Alidrain	100	7.0	Plastica	Cellulosa	3·10 ⁻⁶	68
Castle Drain Boards	94	2.6	Poliolefine	Tessuto non tessuto	2·10 ⁻⁴	62

Figura 1.21. Esempi di dreni prefabbricati

ove:

- k è la conducibilità idraulica;
- d_w è il diametro equivalente del dreno: $d_w = \frac{2 \cdot (a+b)}{\pi}$.

$$S_{residuo} = S - S_i - U \cdot S_c$$

il quale deve essere inferiore al 10% del cedimento totale e comunque inferiore a 5 cm.

Si riportano in tabella i risultati.

s [m]	d _w [mm]	d _e [m]	n [-]	T _h [-]	F [-]	U _h [%]	U _v [%]	U [%]	S _{residuo} [m]
15,0	194	16,950	87,37	0,36	3,72	54	71	87	0,068
14,5	194	16,385	84,46	0,39	3,69	57	71	87	0,064
14,0	194	15,820	81,55	0,41	3,65	60	71	88	0,060
13,5	194	15,255	78,63	0,45	3,62	63	71	89	0,055
13,0	194	14,690	75,72	0,48	3,58	66	71	90	0,051
12,5	194	14,125	72,81	0,52	3,54	69	71	91	0,046
12,0	194	13,560	69,90	0,56	3,50	72	71	92	0,041

Tabella 1.27. Risultati progettazione inserimento dei dreni prefabbricati con geometria a maglia quadrata

Si riscontra quindi che per s pari a 12,5 metri i limiti di capitolato sono rispettati. Essendo la larghezza di base del rilevato pari a 42,5 m, in una sezione di sviluppo unitario saranno necessari 3 dreni.

1.4.2.1. Geometria a quinconce

Si passa ora ad analizzare il caso di geometria a maglia quinconce. In questo caso il diametro equivalente del cilindro di terreno è pari a $d_e = 1,05 \cdot s$, dove s è la distanza fra due dreni, come riportato in fig.21.

Il procedimento logico è il medesimo del caso precedente. Si riportano i risultati:

s [m]	d _w [mm]	d _e [m]	n [-]	T _h [-]	F [-]	U _h [%]	U _v [%]	U [%]	S _{residuo} [m]
15,0	194	15,750	81,19	0,42	3,65	60	71	88	0,059
14,5	194	15,225	78,48	0,45	3,61	63	71	89	0,055
14,0	194	14,700	75,77	0,48	3,58	66	71	90	0,051
13,5	194	14,175	73,07	0,52	3,54	69	71	91	0,046
13,0	194	13,650	70,36	0,56	3,50	72	71	92	0,042

Tabella 1.28. Risultati progettazione inserimento dei dreni prefabbricati con geometria a quinconce

La distanza s risulta quindi pari a 13,5 metri. Anche in questo caso quindi, essendo la larghezza di base pari a 42,5 m, il numero di dreni richiesti per una sezione di sviluppo unitario è pari a 3.

Esercitazione n. 2

2. Dimensionamento e verifica delle opere idrauliche stradali

Si richiedono il dimensionamento e la verifica delle opere idrauliche di attraversamento e di drenaggio delle acque di piattaforma relative ad un tronco autostradale di nuova realizzazione.

L'infrastruttura oggetto di studio è di categoria A, ambito extraurbano, con organizzazione della piattaforma stradale del tipo riportato in figura 1. Nello specifico si dovrà procedere al dimensionamento e alla verifica del tratto rettilineo compreso tra le progressive 6+783 e 7+825 con sezione in rilevato.

Soluzione base a 2+2 corsie di marcia

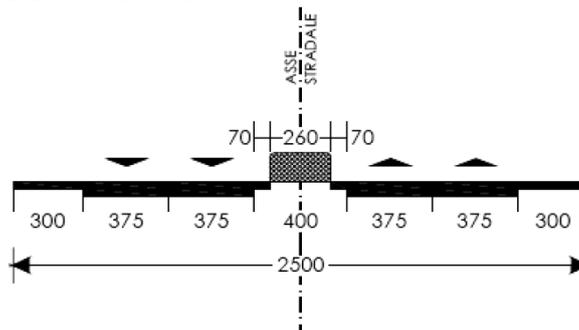


Figura 1: Organizzazione della piattaforma stradale.

La porzione di tracciato in esame non interseca nessun corso d'acqua naturale; ciononostante è necessario consentire l'attraversamento del corpo stradale alle acque meteoriche di un bacino imbrifero a monte (tabella 1), raccolte dalla canalizzazione naturale (impluvio). Occorre predisporre un tombino in grado di poter smaltire tali portate.

Tabella 1: Caratteristiche morfologiche del bacino imbrifero

Area della superficie del bacino (A)	0,176	km ²
Lunghezza asta principale (L)	0,417	km
Coefficiente di deflusso (C_T)	0,4	-
Altitudine massima (H_{max})	361	m.s.l.m.
Altitudine media (H_{media})	353	m.s.l.m.
Altitudine minima (H_{min})	348	m.s.l.m.

Per quanto attiene alle opere di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche di piattaforma, le soluzioni tecniche da adottare prevedono che le acque siano convogliate in un sistema chiuso di fossi di guardia rivestiti che si svilupperanno al piede del rilevato. I volumi così raccolti saranno trattati in appositi impianti per l'eliminazione dei solidi grossolani e la separazione degli idrocarburi prima dell'immissione nei recettori finali. Questi ultimi dovranno presentare sezioni idrauliche tali da assorbire senza condizionamenti sensibili la nuova portata scaricata.

A	0,176	km ²	(area bacino imbrifero)
L	0,417	km	(lunghezza asta principale)
C_T	0,4	-	(coefficiente di deflusso)
H_{max}	361	m.s.l.m.	(altitudine massima)
H_{min}	348	m.s.l.m.	(altitudine minima)
H_{med}	353	m.s.l.m.	(altitudine media)
Pendenza	0,03	m/m	(p=(Hmax-Hmin)/L)

Tabella 2.1 Caratteristiche morfologiche del bacino imbrifero

Come primo aspetto progettuale è necessario fissare il diametro del tombino, in maniera tale da poter procedere con il calcolo della portata massima che può defluire. Il diametro va definito fra quelli disponibili sul mercato e quindi: 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500 mm. Come primo caso si fissa D pari a 300 mm, per motivazioni economiche, ipotizzando che sia il meno costoso.

D	300	mm	(diametro)
K_S	90	m ^{1/3} /s	(coefficiente di scabrezza)
i	3	%	(pendenza tombino)

Tabella 2.2 Caratteristiche del tombino

Per il calcolo della portata di piena Q si farà riferimento al metodo razionale, e più precisamente alla formula di Turazza:

$$Q = \frac{C_T \cdot h_{T_C, T_R} \cdot A}{3,6 \cdot T_C} \quad \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

dove A è l'area del bacino imbrifero (km²), C_T è il coefficiente di deflusso, T_c il tempo di corrivazione (in ore) e h_{T_c,T_R} l'altezza di pioggia massima con durata T_c e tempo di ritorno T_R (in mm).

Essendo A e C_T noti a priori, è necessario ricercare T_c e h_{T_c,T_R}.

Si riportano i dati pluviometrici di partenza, calcolando il coefficiente di variazione Cv come il rapporto fra scarto quadratico medio (S_t) e il valor medio (hmedia):

Durata [h]	1	3	6	12	24
h _{t,media} [mm]	23,51	30,24	37,59	48,33	61,81
S _t [mm]	11,07	13,35	15,41	19,59	24,36
Cv,t	0,47	0,44	0,41	0,41	0,39

Tabella 2.3 Dati pluviometrici

È così possibile diagrammare l'andamento di h medio in funzione del tempo (sul piano log-log):

T_R [anni]	K_T [-]	$h_{t,T_R} = h_t \cdot K_T$ [mm]				
		d=1h	d=3h	d=6h	d=12h	d=24h
50	2,10	49,36	63,48	78,91	101,46	129,76

Tabella 2.4 Calcolo delle altezze di pioggia massime con prefissato tempo di ritorno

Si diagramma i risultati ottenuti, in maniera tale da ottenere i coefficienti a e n attraverso l'interpolazione sul piano log-log:

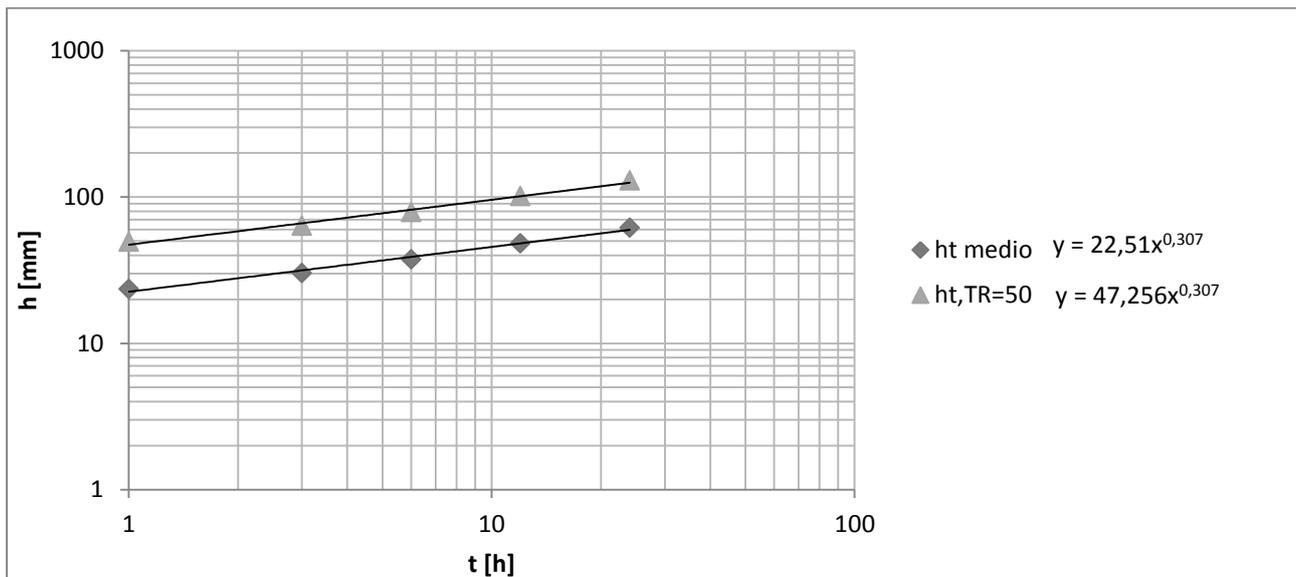


Figura 2.2 Andamento precipitazione (media e con tempo di ritorno = 50 anni)

Si ottengono quindi i seguenti parametri:

T_R [anni]	a	n
50	47,26	0,307

Tabella 2.5 Parametri del metodo "precipitazioni indice"

È ora necessario ricavare il tempo di corrvazione, sfruttando le formule empiriche fornite dalla letteratura tecnica:

$$T_C = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{media} - H_{min}}} \text{ (Giandotti)}$$

$$T_C = 0,95 \cdot \frac{L^{1,155}}{(H_{max} - H_{min})^{0,385}} \text{ (Kirpich)}$$

Si ottengono così i seguenti risultati:

	Interpolazione	Bell
T_R [anni]	h_{T_C, T_R} [mm]	h_{T_C, T_R} [mm]
50	29,02	25,19

Tabella 2.7 Altezza di pioggia con tempo di corrivazione e tempo di ritorno fissati

È ora possibile applicare la formula di Turazza per il calcolo della portata di piena:

$$Q = \frac{C_T \cdot h_{T_C, T_R} \cdot A}{3,6 \cdot T_c} = 2,41 \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

È ora necessario analizzare la portata massima Q' che può defluire dal tombino, attraverso la relazione di Chezy (la quale risulta valida se il rapporto fra l'altezza y del liquido e il diametro D è compreso fra 70 e 80%):

$$Q' = C \cdot A \cdot \sqrt{R_H \cdot i} \left[\frac{m^3}{s} \right]$$

Con

- $C = K_S \cdot R_H^{1/6}$ coefficiente di resistenza (Gauckler – Strickler);
- K_S coefficiente di scabrezza secondo Gauckler – Strickler ($m^{1/3}/s$);
- $R_H = A/P$ raggio idraulico (m);
- A area di sezione liquida (m^2);
- P perimetro bagnato (m);
- i pendenza del tombino (m/m).

Si assume un grado di riempimento della canna pari a $y/D=0,75$ in modo tale da rendere valida la relazione di Chezy.

y/D	A/D^2	R_H/D
0,3	0,1982	0,1709
0,4	0,2934	0,2142
0,5	0,3927	0,25
0,6	0,492	0,2776
0,7	0,5872	0,2962
0,75	0,6319	0,3017
0,8	0,6736	0,3042
0,9	0,7115	0,3033
1	0,7854	0,25

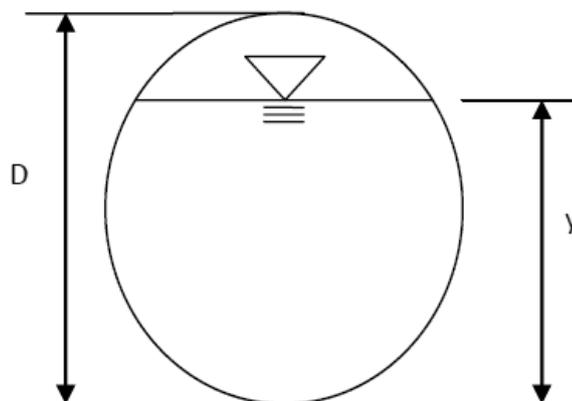


Figura 2.3 Relazione tra livello idrico, area della sezione liquida e raggio idraulico

2.2 Verifica idraulica di un fosso di guardia

Lo studio si concentra sul tratto compreso fra le due progressive (6+783 e 7+825) riportate sul testo dell'esercitazione. Il fosso di guardia è posto lateralmente ed ha la funzione di raccogliere l'acqua che giunge dagli embrici e dalla scarpata. Ipotizzando che alla prima progressiva ci sia uno scarico, risulta che la portata nello stesso punto è nulla. La sezione di verifica sarà quindi posta alla seconda progressiva.

La raccolta delle acque di piattaforma avviene mediante la predisposizione di un cordolo a protezione delle sponde del rilevato, con altezza 10 cm, posto sul ciglio destro della carreggiata, che scarica ogni 20 m, nel fosso di guardia al piede del rilevato, mediante embrici posti lungo la scarpata. Nel tratto considerato la scarpata presenta una larghezza media pari a circa 5 m.

Per la pavimentazione stradale e le scarpate si assumono i valori del coefficiente di deflusso C_T rispettivamente pari a 0,9 e 0,6.

Il fosso di guardia ha sezione trapezia, rivestita in cls ($K_s = 70 \text{ m}_{1/3}/\text{s}$), con larghezza alla base e altezza uguali a "p" (possibili valori di "p": 0,30; 0,50; 0,75 m) e sponde inclinate di 1/1. Il fosso si sviluppa con continuità al piede del rilevato, con pendenza longitudinale pari a quella media del piano campagna (0,021 m/m).

Si assume un tempo di ritorno pari a 10 anni.

Si riporta un prospetto con le caratteristiche della carreggiata e della scarpata:

Progressiva in.	6,783	km
Progressiva fin.	7,825	km
Lunghezza tratta	1,042	km
Larghezza SCARPATA	5	m
$C_{T,scarpata}$	0,6	
Larghezza CARREGGIATA	11,2	m
$C_{T,pavim.}$	0,9	

Tabella 2.9 Caratteristiche carreggiata e scarpata

La lunghezza della tratta d'interesse è stata calcolata come differenza fra progressiva finale e progressiva iniziale. La larghezza della carreggiata invece è stata ricavata come somma delle larghezze delle varie parti che la compongono (escluso lo spartitraffico), come riportato in figura:

Come in precedenza, è necessario calcolare l'altezza di pioggia massima h_{t,T_R} con prefissato tempo di ritorno, tramite la relazione

$$h_{t,T_R} = h_t \cdot K_T$$

in cui K_T rappresenta la legge di variazione di Gumbel (o legge di crescita) relativa al tempo di ritorno T.

K_T si calcola attraverso la formula seguente:

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

Calcolando il coefficiente di variazione medio C_v si ricava il fattore K' :

$$K' = \frac{1,795}{\frac{1}{C_v} - 0,45} = 0,94$$

Essendo il tempo di ritorno fissato a 10 anni, è quindi possibile calcolare $K_T = 1,55$.

È ora possibile calcolare le altezze di pioggia con prefissato tempo di ritorno.

		$h_{t,T_R} = h_t \cdot K_T$ [mm]				
T_R[anni]	K_T[-]	d=1h	d=3h	d=6h	d=12h	d=24h
10	1,55	36,51	46,97	58,38	75,06	96,00

Tabella 2.11 Calcolo delle altezze di pioggia massime con prefissato tempo di ritorno

Si diagrammano i risultati ottenuti, in maniera tale da ottenere i coefficienti a e n attraverso l'interpolazione sul piano log-log:

ESERCITAZIONE 2

Si calcola poi l'altezza di pioggia massima con tempo di ritorno prefissato e con il tempo di corrivazione sopra definito. Anche in questo caso, essendo $T_C < 1h$ è necessario applicare la formula di Bell.

Estrapolazione metodo della precipitazione indice:

$$h_{T_C, T_R} = a \cdot T_C^n$$

Bell:

$$\frac{h_{T_C, T_R}}{h_{60, T_R}} = 0,54 \cdot (60 \cdot T_C)^{0,25} - 0,5 \quad (T_C \text{ espresso in ore})$$

PIATTAFORMA		
	Interpolazione	Bell
T_R [anni]	h_{T_C, T_R} [mm]	h_{T_C, T_R} [mm]
10	20,64	17,48

SCARPATA		
	Interpolazione	Bell
T_R [anni]	h_{T_C, T_R} [mm]	h_{T_C, T_R} [mm]
10	20,64	17,48

Tabella 2.14 Altezza di pioggia con tempo di ritorno e tempo di corrivazione fissati

E' quindi ora possibile applicare la formula di Turazza per il calcolo della portata massima Q:

PIATTAFORMA		
Superf. pavim.	0,012	km ²
$Q_{pavim.}$	0,28	m ³ /s

SCARPATA		
Superf. scarpata	0,005	km ²
$Q_{scarpata}$	0,08	m ³ /s

Tabella 2.15 Portata

Sommando le due portate ottenute si ottiene la portata totale :

$$Q = 0,37 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Si procede con il calcolo della portata massima Q' con la formula di Chezy con grado di riempimento $y/p = 0,75$. Essendo p fissato, è possibile ricavare y. Così facendo è possibile determinare l'area di sezione liquida A, il perimetro bagnato P, il raggio idraulico $R_H = A/P$ e il coefficiente di resistenza $C = K_S \cdot R_H^{1/6}$.

Esercitazione n. 3

3. Costruzione di un rilevato – verifiche progettuali per l'accettazione e controllo in corso d'opera

Bitumi stradali

CLASSIFICAZIONE DEI BITUMI STRADALI

Metodo empirico (Norma EN 12591:2009)

Secondo quanto riportato dalla norma EN 12591:2009, le proprietà dei bitumi per applicazioni stradali con classe di penetrazione 20-220 dmm devono risultare in conformità alle specifiche previste dai prospetti 1A e 1B.

Nelle tabelle 1, 2 e 3 sono riportati alcuni dei risultati delle prove di laboratorio condotte, in conformità alle relative norme, su di un generico bitume. Si richiede di designarne la classe di appartenenza e di calcolare l'indice di penetrazione IP relativo.

Tabella 1: Prova di penetrazione a 25°C, carico 100 g e tempo di carico pari a 5 s (EN 1426).

Pen@25*	1	2	3
PROVA_1** (0,1·mm)	72	78	76
PROVA_2 (0,1·mm)	76	73	74

*Le tre misure sono state condotte sullo stesso campione in punti indisturbati ed in un tempo inferiore ai 2 min.
**La massima differenza consentita tra il valore più elevato e quello più basso deve essere inferiore a 2 per penetrazioni minori di 50 dmm, a 4 per penetrazioni comprese tra 50 e 149 dmm.

Tabella 2: Temperatura di rammollimento (EN 1427).

T _{PA}	1	2
PROVA_1 (°C)	47,4	48,1

*Se la differenza tra le due temperature supera 1°C per T_{PA}<80°C (o supera 2°C per T_{PA}>80°C o bitumi modificati) ripetere la prova.

Tabella 3: Resistenza all'indurimento (EN 12607-1).

RTFOT*	M ₀	M ₁	M ₂
Bicchiere_A	171,117	206,397	206,311
Bicchiere_B	172,630	207,748	207,673
	1	2	3
Pen@25 (0,1·mm)	45	47	47
T _{PA} (°C)	51,6	52,3	

*M₀ massa del bicchiere, M₁ massa del bicchiere riempito di bitume, M₂ massa del bicchiere riempito di bitume dopo RTFOT. I risultati sono validi se la differenza della variazione percentuale assoluta di massa tra le due determinazioni è inferiore a 0,05%.

Metodo prestazionale (SUPERPAVE – PG System)

Secondo quanto riportato dalla norma AASHTO MP 1 "Performance-Graded asphalt binder", i bitumi per applicazioni stradali sono classificati sulla base delle loro prestazioni.

Di seguito sono riportati i risultati delle prove di laboratorio condotte, in conformità alle relative norme, su di un generico bitume. Si richiede di designarne la classe di appartenenza.

La viscosità misurata con viscosimetro Brookfield, sistema di misura SC4-21, a 135°C e 20 RPM risulta pari a 0,230 Pa·s.

Per i risultati della prova RTFOT fare riferimento alla tabella 3.

3.1.: Classificazione dei bitumi stradali

È necessario procedere alla classificazione del bitume, tramite specifiche prove di laboratorio, per determinare le caratteristiche ed i campi d'applicazione dello stesso.

Si distinguono due sistemi di classificazione: quello empirico e quello prestazionale.

Il sistema di classificazione empirico si basa su un approccio tradizionale, ponendo l'attenzione sulla determinazione di parametri convenzionali, ricavati da prove sperimentali. Questo metodo presenta alcuni vantaggi come l'uso consolidato, la discreta attendibilità per materiali di tipo tradizionale, la rapidità di esecuzione delle prove o il basso costo per le attrezzature di laboratorio. Ciò nonostante, l'impostazione prescrittiva e non prestazionale risulta avere il grande limite di non basare le prescrizioni sulle effettive prestazioni in opera, ma su predefiniti limiti, oltre al fatto che risulta poco efficace nel caso di materiali tecnologicamente innovativi.

Il secondo metodo invece è quello prestazionale, detto anche razionale, il quale basa la distinzione dei vari bitumi sui risultati di prove sperimentali eseguite in condizioni controllate e significative. Risulta così fondamentale l'analisi reologica, cioè lo studio dei fenomeni connessi al flusso e alla deformazione del materiale sottoposto a determinate sollecitazioni.

3.1.1. Classificazione con metodo empirico (Norma EN 12591:2009)

Secondo quanto riportato dalla norma EN 12591:2009, le proprietà dei bitumi per applicazioni stradali con classe di penetrazione 20 – 220 dmm devono risultare conformi alle specifiche previste dai prospetti 1A e 1B (specifiche C.E.N., EN 12591:2009), qui di seguito riportati.

3.1.1.1. Prova di penetrazione

Come prima analisi, è stata eseguita la prova di penetrazione, i cui risultati sono riportati nella seguente figura.

Tabella 1: Prova di penetrazione a 25°C, carico 100 g e tempo di carico pari a 5 s (EN 1426).

Pen@25*	1	2	3
PROVA_1** (0,1·mm)	72	78	76
PROVA_2 (0,1·mm)	76	73	74

*Le tre misure sono state condotte sullo stesso campione in punti indisturbati ed in un tempo inferiore ai 2 min.
 **La massima differenza consentita tra il valore più elevato e quello più basso deve essere inferiore a 2 per penetrazioni minori di 50 dmm, a 4 per penetrazioni comprese tra 50 e 149 dmm.

Figura 3.3. Risultati della prova di penetrazione

La PROVA_1 non viene presa in considerazione in quanto, in questo caso, la massima differenza consentita fra il valore più elevato e quello più basso deve essere inferiore a 4 dmm. Si ripete quindi la prova (PROVA_2), la quale rispetta questo vincolo. Si esegue quindi la media dei tre valori ottenuti e si arrotonda all'intero più prossimo. Si ottiene così una penetrazione pari a 74 dmm.

3.1.1.2. Prova palla-anello

La seconda analisi è la prova palla-anello (EN 1427) per indagare la temperatura di rammollimento. Si riportano i risultati ottenuti.

Tabella 2: Temperatura di rammollimento (EN 1427).

T_{PA}	1	2
PROVA_1 (°C)	47,4	48,1

*Se la differenza tra le due temperature supera 1°C per $T_{PA} < 80^{\circ}\text{C}$ (o supera 2°C per $T_{PA} > 80^{\circ}\text{C}$ o bitumi modificati) ripetere la prova.

Figura 3.4. Risultati della prova palla-anello

La PROVA_1 risulta accettabile in quanto la differenza fra le temperature registrate è inferiore a 1°C. Mediando e riconducendo il risultato agli 0,2° più vicini si ottiene una temperatura di rammollimento pari a 47,8°C.

3.1.1.3. Prova RTFOT

La terza analisi compiuta è la prova RTFOT per la simulazione dell'invecchiamento del bitume, in maniera tale da valutare la resistenza all'indurimento (EN 12607-1). Si riportano i risultati ottenuti:

Successivamente si compiono le prove di penetrazione e palla-anello sul bitume invecchiato, i cui risultati sono sempre riportati nella figura 3.5. Anche su questi valori è necessario compiere i test di accettazione svolti precedentemente. La prova di penetrazione è accettabile, in quanto la massima differenza consentita tra il valore più elevato e il più basso è minore di 4dmm. Si ottiene un valore medio pari a 46 dmm. La prova di palla-anello risulta anch'essa accettabile in quanto la differenza fra i valori è inferiore a 1°C. si ottiene una temperatura di rammollimento pari a 52°C.

È ora necessario calcolare la penetrazione residua ad invecchiamento avvenuto, la quale risulta pari a:

$$P_{res} = 100 \cdot \frac{P_{post}}{P_{pre}} = 62\%$$

Inoltre si calcola l'incremento della temperatura di rammollimento:

$$\Delta T_{PA} = T_{PApost} - T_{PApre} = 4,2^{\circ}\text{C}$$

Avendo definito il grado di severità pari a 1, per quanto riguarda il prospetto 1B, è necessario valutare soltanto l'indice di penetrazione, pari a:

$$IP = \frac{20 \cdot T_{PA} + 500 \cdot \log p_{25^{\circ}\text{C}} - 1952}{T_{PA} - 50 \cdot \log p_{25^{\circ}\text{C}} + 120} = -0,83$$

Questo risultato è verificabile tramite il calcolo della suscettibilità termica, pari a:

$$\alpha = \frac{\log(\text{pen})_{PA} - \log(\text{pen})_{25^{\circ}\text{C}}}{T_{PA} - 25^{\circ}\text{C}} = 0,045$$

avendo assunto la penetrazione alla temperatura di palla-anello pari a 800 dmm, (risultato empirico).

Dalla suscettibilità è possibile ricavare l'indice di penetrazione:

$$IP = \frac{20 - 500\alpha}{50\alpha - 1} = -0,82$$

PERFORMANCE GRADE	PG 46-			PG 52-						PG 58-					PG 64-						
	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40	10	16	22	28	34	40
Average 7-day Maximum Pavement Design Temperature, °C	<46			<52						<58					<64						
Minimum Pavement Design Temperature, °C	>-34	>-40	>-46	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-46	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40	>-10	>-16	>-22	>-28	>-34	>-40
ORIGINAL BINDER																					
Flash Point Temp, T48: Minimum °C	230																				
Viscosity, ASTM D4402 ² : Maximum, 3 Pa·s, Test Temp, °C	135																				
Dynamic Shear, TP5 ² : G*/sinδ, Minimum, 1.00 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					64						
ROLLING THIN FILM OVEN (T240) OR THIN FILM OVEN RESIDUE (T179)																					
Mass Loss, Maximum, percent	1.00																				
Dynamic Shear, TP5: G*/sinδ, Minimum, 2.20 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	46			52						58					64						
PRESSURE AGING VESSEL (PAV) RESIDUE (PPI)																					
PAV Aging Temperature, °C ⁴	90			90						100					100						
Dynamic Shear, TP5: G*/sinδ, Maximum, 5000 kPa Test Temp @ 10 rad/s, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16
Physical Hardening ⁵	Report																				
Creep Stiffness, TP1 ¹ : S, Maximum, 300 MPa, m - value, Minimum, 0.300 Test Temp @ 60s, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-3
Direct Tension, TP3 ¹ : Failure Strain, Minimum, 1.0% Test Temp @ 1.0 mm/min, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-3

Figura 3.6. Prospetto di classificazione con metodo prestazionale

I dati di partenza sono quelli derivanti dalle prove reologiche, le quali forniscono la misura di proprietà fondamentali legate alle prestazioni in opera delle miscele. Queste prove devono essere effettuate in condizioni rappresentative delle temperature di servizio e delle fasi costruttive.

Nella pratica è necessario andare ad indagare a quale temperatura (detta temperatura critica) si verifica il raggiungimento delle caratteristiche elencate come performance grade.

Di seguito sono riportati i risultati delle prove di laboratorio condotte, in conformità alle relative norme, su di un generico bitume. Si richiede di designarne la classe di appartenenza.

La viscosità misurata con viscosimetro Brookfield, sistema di misura SC4-21, a 135°C e 20 RPM risulta pari a 0,230 Pa·s. E' quindi verificata la condizione che la viscosità sia minore a 3 Pa·s.

3.1.2.1. Prova DSR, PP25, su bitume tal quale

Si analizza ora i risultati della prova DSR, PP25.

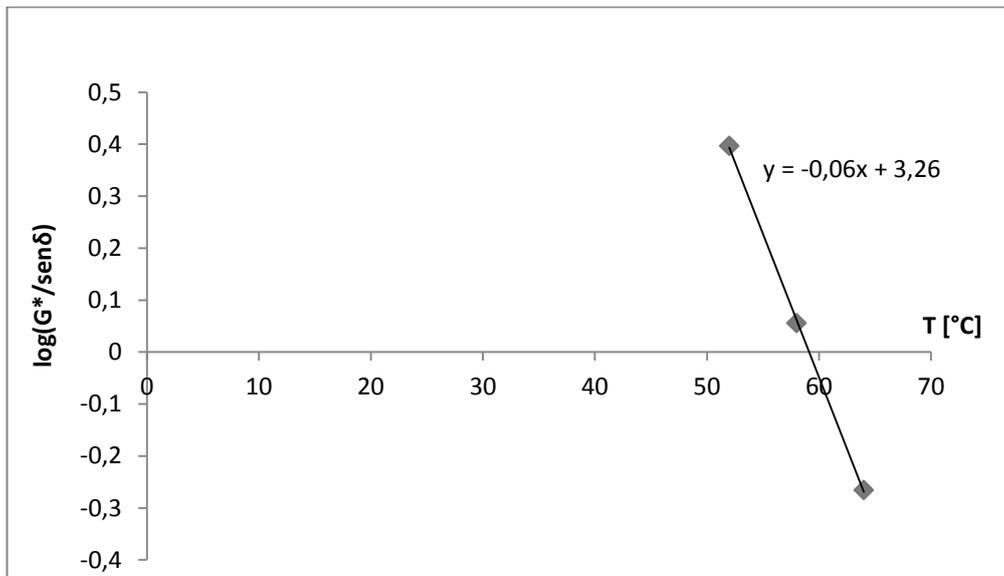


Figura 3.8. Grafico $\log(G^*/\text{sen}\delta)$ -T (bitume tal quale)

Imponendo $(G^*/\text{sen}\delta)=1$ kPa, si ricava una temperatura critica pari a $T_{cr} = 59,1^\circ\text{C}$.

3.1.2.2. Prova DSR, PP25, su bitume RTFOT

Si analizzano i risultati della prova DSR, PP25, su bitume RTFOT:

Tabella 5: Prove DSR, PP25, su bitume RTFOT.

G*/senδ > 2,2	PROVA_1		PROVA_2	
	G* (kPa)	δ (°)	G* (kPa)	δ (°)
58	3,24	83,1	3,26	83,1
64	1,48	85,2	1,49	85,1

L'intervallo di accettabilità su due prove (singolo operatore, stesso laboratorio) risulta pari a 9,0%.

Figura 3.9. Risultati della prova DSR, PP25, su bitume RTFOT

Si imposta il seguente prospetto per il calcolo di $G^*/\text{sen}\delta$ di media, differenza e differenza percentuale (pari al rapporto fra la differenza e la media, moltiplicato per 100) di $G^*/\text{sen}\delta$ fra le due prove.

Tabella 6: Prove DSR, PP08, su bitume PAV.

$G^* \cdot \text{sen} \delta < 5000$	PROVA_1		PROVA_2	
Temperatura (°C)	G^* (kPa)	δ (°)	G^* (kPa)	δ (°)
19	4860	46,7	5100	46,6
16	7748	43,6	8020	43,6
L'intervallo di accettabilità su due prove (singolo operatore, stesso laboratorio) risulta pari a 13,8%.				

Figura 3.11. Risultati della prova DSR, PP08, su bitume PAV

Si imposta il seguente prospetto per il calcolo di $G^*/\text{sen} \delta$ di media, differenza e differenza percentuale (pari al rapporto fra la differenza e la media, moltiplicato per 100) di $G^*/\text{sen} \delta$ fra le due prove.

Temperatura [°C]	$G^*/\text{sen} \delta$ [kPa] PROVA_1	$G^*/\text{sen} \delta$ [kPa] PROVA_2	Media di $G^*/\text{sen} \delta$ [kPa]	Differenza di $G^*/\text{sen} \delta$ [kPa]	Differenza di $G^*/\text{sen} \delta$ [%]
19	3536,98	3705,53	3621,25	168,56	4,65
16	5343,17	5530,75	5436,96	187,58	3,45

Tabella 3.5. Calcolo di $G^*/\text{sen} \delta$ (prova DSR, PP08, su bitume PAV)

La differenza percentuale risulta per tutte le prove minore a 18,8%; il valor medio risulta quindi affidabile. La media di $G^* \cdot \text{sen} \delta$ passa da maggiore di 5000kPa a minore di 5000kPa nell'intervallo tra 19°C e 16°C. La temperatura critica va ricercata in questo intervallo. Si effettua ciò tramite interpolazione sul grafico $\log(G^* \cdot \text{sen} \delta)$ -T:

S<300MPa m>0,300	PROVA_1		PROVA_2							
	S	m	S	m	media S	media m	differenza S	differenza m	differenza [%] S	differenza [%] m
[°C]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[%]	[%]
-18	111	0,351	117	0,346	114	0,349	6	0,005	5,26	1,43
-24	295	0,273	291	0,281	293	0,277	4	0,008	1,37	2,89

La differenza percentuale risulta per tutte le prove minore di 7,2% per S e minore di 2,9% per m. Il valor medio risulta quindi affidabile.

Per quanto riguarda S troviamo la temperatura critica tramite interpolazione su grafico log(S)-T.

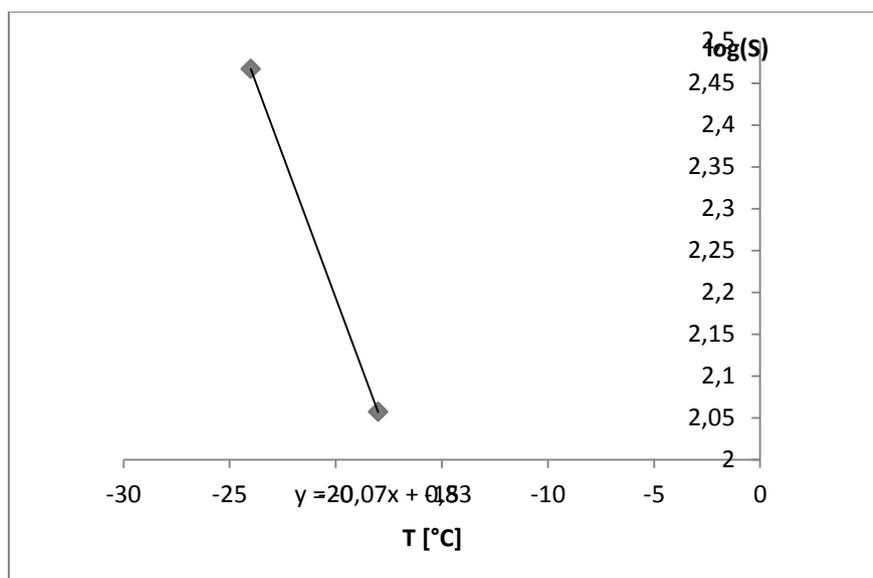


Figura 3.14. grafico di log(S) in funzione della temperatura T

Imponendo S=300MPa si ricava una temperatura critica $T_{cr} = -24,2^{\circ}C$.

Per quanto riguarda m troviamo la temperatura critica tramite interpolazione su grafico m-T.

	M	σ
$T_{aria,max}$ (°C)	32,4	1,9
$T_{aria,min}$ (°C)	-10,9	3,1

Figura 3.16. Media e scarto quadratico medio dei dati della temperatura dell'aria massima media di sette giorni ($T_{aria,max}$) e della temperatura minima dell'aria ($T_{aria,min}$) nel corso degli anni di funzionamento della stazione

Per quanto riguarda l'esempio di calcolo per le temperature dell'anno 2007, è stata calcolata la media mobile sulle temperature massime registrate nei 365 giorni. Fra queste, il valore massimo è pari a $T_{aria,max} = 33,6^{\circ}\text{C}$. Inoltre è stato calcolato lo scarto quadratico medio con la formula seguente:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{365 - 1} \sum_{i=1}^{365} (T_{media} - T_i)^2} = 8,19^{\circ}\text{C}$$

Per le temperature minime invece si considera la minima fra tutte le temperature minime registrate nell'arco dell'anno ottenendo $T_{aria,min} = -8,2^{\circ}\text{C}$, mentre per lo scarto quadratico medio si sfrutta la stessa formula riportata sopra, ottenendo $\sigma = 7,07^{\circ}\text{C}$.

Per il calcolo delle temperature della classificazione si fa riferimento alle seguenti formule:

LTP High-Temperature Model

$$T_{pav} = 54,32 + 0,78 \cdot T_{aria,max} - 0,0025 \cdot LAT^2 - 15,14 \cdot \log(H + 25) + z(9 + 0,61 \cdot \sigma_{aria,max}^2)^{0,5}$$

LTP Low-Temperature Model

$$T_{pav} = -1,56 + 0,72 \cdot T_{aria,min} - 0,004 \cdot LAT^2 + 6,26 \cdot \log(H + 25) - z(4,4 + 0,52 \cdot \sigma_{aria,min}^2)^{0,5}$$

con: T_{pav} temperatura pavimentazione, LAT latitudine della sezione in gradi, H profondità dalla superficie in mm, z grado di affidabilità (z=2,055 per 98% di attendibilità).

Nel nostro caso H risulta pari a 60 mm per il calcolo della temperatura massima, mentre assume il valore di 40 mm per il calcolo della temperatura minima.

3.2.: Prove prestazionali su materiali non legati e conglomerati bituminosi

PROVA TRIASSIALE SU MATERIALI NON LEGATI

Un campione di terreno per la realizzazione di un rilevato stradale (appartenente al gruppo A2-4), compattato mediante pressa a taglio girevole in quattro strati, è stato sottoposto a prova triassiale ciclica (di tipo CCP) per la determinazione del modulo resiliente. Secondo quanto prescritto dalla norma AASHTO T 307-99 del 2007, il campione è stato sottoposto a 15 differenti sequenze di sollecitazione (**Tabella 1**) per simulare le condizioni di esercizio in cui si troverà lo strato al di sotto della sovrastruttura.

Sequenza di sollecitazione	σ_3	$\sigma_{v,max}$	N
	[kPa]	[kPa]	
0	41.4	27.6	500-1000
1	41.4	13.8	100
2	41.4	27.6	100
3	41.4	41.4	100
4	41.4	55.2	100
5	41.4	68.9	100
6	27.6	13.8	100
7	27.6	27.6	100
8	27.6	41.4	100
9	27.6	55.2	100
10	27.6	68.9	100
11	13.8	13.8	100
12	13.8	27.6	100
13	13.8	41.4	100
14	13.8	55.2	100
15	13.8	68.9	100

Tabella 1: Sequenze di carico utilizzate per terreni

I risultati della prova sono riportati nel file Excel allegato (foglio di lavoro "Prova triassiale") in cui sono riportati i valori registrati durante gli ultimi 5 cicli di sollecitazione per ogni sequenza di carico, che consentono di determinare il modulo resiliente (M_R).

Si richiede di:

- determinare il modulo resiliente medio ad ogni sequenza di carico;
- verificare che il terreno presenti un comportamento tipico di un terreno granulare (non fine);
- applicare i modelli opportuni ai dati sperimentali e commentare i risultati ottenuti.

Si richiede inoltre di rappresentare graficamente i risultati.

3.2.1. Prova triassiale su materiali non legati

3.2.1.1. Determinazione del modulo resiliente medio ad ogni sequenza di carico

Si riportano le caratteristiche della prova:

Data d'esecuzione =	04/12/2012
Campione numero =	1
Tipo materiale =	A2-4
Diametro (mm) =	100,0
Altezza iniz. H_i (mm) =	203,9
Altezza condiz. H_{cond} (mm) =	202,1

Tabella 3.6. Caratteristiche della prova

È quindi possibile calcolare la deformazione permanente dopo il condizionamento iniziale, pari a:

$$\varepsilon_{p,cond} = \frac{H_{cond} - H_{in}}{H_{in}} \cdot 100 = -0,88\%$$

In definitiva risulta inferiore al 5%, limite prescritto dalla norma per considerare valida la prova.

Per giungere alla determinazione del modulo resiliente M_R si è proceduto con la determinazione di diverse grandezze. La prima è il carico assiale netto $P_{v,ciclo}$

$$P_{v,ciclo} = P_{v,max} - P_{v,contatto}$$

Infatti il carico verticale impulsivo $P_{v,max}$ viene scomposto nelle due componenti $P_{v,ciclo}$ e $P_{v,contatto}$, dove quest'ultimo è la quota parte necessaria per evitare il rimbalzo del provino, dovuto al carattere impulsivo del carico stesso.

Si è poi proceduto con il calcolo delle tensioni $\sigma_{v,max}$, $\sigma_{v,ciclo}$, $\sigma_{v,contatto}$:

$$\sigma_{v,max} = \frac{P_{v,max}}{A_{sez}}$$

ESERCITAZIONE 3

Sequenza di carico	ϵ_p	σ_3	$\sigma_{v,max}$ target	Ciclo N°	$P_{v,max}$	$P_{v,ciclo}$	$P_{v,contatto}$	$\sigma_{v,max}$	$\sigma_{v,ciclo}$	$\sigma_{v,contatto}$	Δ_r	ϵ_r	M_R
No.	[%]	[kPa]	[kPa]		[kN]	[kN]	[kN]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[mm]	[mm/mm]	[MPa]
1	0,1	40,9	13,8	1	0,108	0,103	0,005	13,8	13,2	0,6	0,0190	0,000094	140,4
		40,5	13,8	2	0,107	0,100	0,007	13,7	12,8	0,9	0,0191	0,000094	135,4
		41,3	13,8	3	0,108	0,099	0,009	13,8	12,7	1,1	0,0174	0,000086	147,1
		40,8	13,8	4	0,111	0,101	0,01	14,1	12,8	1,3	0,0170	0,000084	152,3
		41,2	13,8	5	0,107	0,099	0,008	13,7	12,6	1,0	0,0194	0,000096	131,9
2	0,1	40,3	27,6	1	0,217	0,193	0,024	27,6	24,6	3,1	0,0280	0,000139	177,2
		41,4	27,6	2	0,217	0,196	0,021	27,6	25,0	2,7	0,0295	0,000146	170,8
		41	27,6	3	0,217	0,195	0,022	27,6	24,8	2,8	0,0288	0,000143	174,0
		40,8	27,6	4	0,216	0,191	0,025	27,5	24,3	3,2	0,0264	0,000131	185,9
		41,6	27,6	5	0,217	0,192	0,025	27,6	24,4	3,2	0,0282	0,000140	175,0
3	0,1	41,1	41,4	1	0,325	0,290	0,035	41,4	37,0	4,5	0,0400	0,000198	187,0
		40,9	41,4	2	0,326	0,292	0,034	41,6	37,2	4,3	0,0415	0,000206	181,1
		40,8	41,4	3	0,324	0,294	0,03	41,3	37,5	3,8	0,0427	0,000211	177,2
		41,6	41,4	4	0,324	0,296	0,028	41,3	37,7	3,6	0,0433	0,000214	175,9
		41	41,4	5	0,325	0,294	0,031	41,4	37,5	3,9	0,0411	0,000203	184,5
4	0,1	40,9	55,2	1	0,433	0,387	0,046	55,1	49,2	5,9	0,0547	0,000271	181,9
		41	55,2	2	0,435	0,387	0,048	55,3	49,2	6,1	0,0538	0,000266	185,0
		41,3	55,2	3	0,434	0,385	0,049	55,2	49,0	6,2	0,0548	0,000271	180,7
		40,7	55,2	4	0,435	0,386	0,049	55,3	49,1	6,2	0,0540	0,000267	183,8
		41	55,2	5	0,433	0,388	0,045	55,1	49,3	5,7	0,0556	0,000275	179,5
5	0,1	41,8	68,9	1	0,542	0,496	0,046	69,1	63,2	5,9	0,0706	0,000349	181,0
		40,9	68,9	2	0,542	0,491	0,051	69,1	62,6	6,5	0,0689	0,000341	183,5
		40,8	68,9	3	0,539	0,490	0,049	68,7	62,4	6,2	0,0696	0,000344	181,3
		41,4	68,9	4	0,541	0,495	0,046	68,9	63,1	5,9	0,0708	0,000350	180,1
		40,6	68,9	5	0,540	0,496	0,044	68,8	63,2	5,6	0,0702	0,000347	182,0
6	0,1	26,9	13,8	1	0,103	0,096	0,007	13,2	12,3	0,9	0,0255	0,000126	97,2
		27,1	13,8	2	0,116	0,110	0,006	14,8	14,1	0,8	0,0288	0,000143	98,6
		26,8	13,8	3	0,102	0,093	0,009	13,0	11,9	1,1	0,0238	0,000118	100,8
		27	13,8	4	0,119	0,110	0,009	15,1	13,9	1,1	0,0256	0,000127	110,0
		27,1	13,8	5	0,103	0,095	0,008	13,2	12,2	1,0	0,0253	0,000125	97,0
7	0,1	27,2	27,6	1	0,217	0,193	0,024	27,6	24,5	3,1	0,0358	0,000177	138,5
		27,5	27,6	2	0,218	0,194	0,024	27,7	24,6	3,1	0,0367	0,000181	135,8
		27	27,6	3	0,215	0,192	0,023	27,3	24,4	2,9	0,0367	0,000181	134,4
		26,9	27,6	4	0,218	0,195	0,023	27,7	24,8	2,9	0,0368	0,000182	136,2
		26,8	27,6	5	0,218	0,196	0,022	27,7	24,9	2,8	0,0362	0,000179	139,1
8	0,1	27,4	41,4	1	0,325	0,294	0,031	41,4	37,4	3,9	0,0511	0,000253	148,0
		27,2	41,4	2	0,326	0,292	0,034	41,5	37,2	4,3	0,0494	0,000244	152,1
		26,8	41,4	3	0,324	0,290	0,034	41,2	36,9	4,3	0,0501	0,000248	148,9
		26,6	41,4	4	0,326	0,296	0,03	41,5	37,7	3,8	0,0535	0,000265	142,4
		27,2	41,4	5	0,325	0,298	0,027	41,4	37,9	3,4	0,0530	0,000262	144,7
9	0,1	27	55,2	1	0,432	0,387	0,045	55,0	49,3	5,7	0,0653	0,000323	152,5
		27,1	55,2	2	0,434	0,388	0,046	55,3	49,4	5,9	0,0629	0,000311	158,6
		26,9	55,2	3	0,433	0,383	0,05	55,1	48,8	6,4	0,0618	0,000306	159,4
		27,2	55,2	4	0,436	0,389	0,047	55,5	49,5	6,0	0,0632	0,000313	158,3
		26,9	55,2	5	0,433	0,385	0,048	55,1	49,0	6,1	0,0635	0,000314	155,9
10	0,1	27,1	68,9	1	0,541	0,500	0,041	68,9	63,7	5,2	0,0812	0,000402	158,5
		27,2	68,9	2	0,543	0,500	0,043	69,2	63,7	5,5	0,0814	0,000403	158,1
		26,7	68,9	3	0,540	0,491	0,049	68,8	62,5	6,2	0,0774	0,000383	163,2
		27,1	68,9	4	0,541	0,490	0,051	68,9	62,4	6,5	0,0774	0,000383	162,9
		27,2	68,9	5	0,540	0,489	0,051	68,8	62,3	6,5	0,0784	0,000388	160,5
11	0	12,4	13,8	1	0,087	0,080	0,007	11,1	10,2	0,9	0,0260	0,000129	79,1
		13,6	13,8	2	0,188	0,182	0,006	23,9	23,1	0,8	0,0553	0,000274	84,4
		13,4	13,8	3	0,081	0,072	0,009	10,3	9,2	1,1	0,0204	0,000101	90,9
		13,7	13,8	4	0,173	0,162	0,011	22,0	20,6	1,4	0,0474	0,000235	87,9
		11,8	13,8	5	0,090	0,080	0,01	11,4	10,1	1,3	0,0225	0,000111	91,1
12	0	13,2	27,6	1	0,222	0,200	0,022	28,2	25,4	2,8	0,0561	0,000277	91,6
		13,4	27,6	2	0,212	0,196	0,016	27,0	25,0	2,0	0,0600	0,000297	84,2
		12,4	27,6	3	0,216	0,194	0,022	27,6	24,8	2,8	0,0526	0,000260	95,1
		12,4	27,6	4	0,215	0,190	0,025	27,4	24,2	3,2	0,0469	0,000232	104,4
		13,2	27,6	5	0,218	0,192	0,026	27,8	24,5	3,3	0,0496	0,000245	99,8
13	0	13,2	41,4	1	0,326	0,301	0,025	41,5	38,3	3,2	0,0761	0,000377	101,8
		12,9	41,4	2	0,324	0,293	0,031	41,3	37,3	3,9	0,0697	0,000345	108,3
		12,8	41,4	3	0,326	0,290	0,036	41,5	36,9	4,6	0,0658	0,000326	113,5
		13,1	41,4	4	0,325	0,291	0,034	41,4	37,1	4,3	0,0677	0,000335	110,7
		13,4	41,4	5	0,324	0,292	0,032	41,3	37,2	4,1	0,0723	0,000358	104,0
14	0	13,2	55,2	1	0,432	0,388	0,044	54,9	49,3	5,6	0,0855	0,000423	116,6
		12,7	55,2	2	0,436	0,390	0,046	55,5	49,6	5,9	0,0826	0,000409	121,3
		13,1	55,2	3	0,434	0,387	0,047	55,2	49,2	6,0	0,0805	0,000398	123,5
		12,9	55,2	4	0,435	0,383	0,052	55,3	48,7	6,6	0,0795	0,000393	123,8
		13,1	55,2	5	0,433	0,385	0,048	55,1	49,0	6,1	0,0843	0,000417	117,4
15	0	12,2	68,9	1	0,542	0,493	0,049	69,0	62,8	6,2	0,0987	0,000488	128,5
		13,1	68,9	2	0,539	0,496	0,043	68,6	63,1	5,5	0,1025	0,000507	124,5
		12,9	68,9	3	0,541	0,495	0,046	68,9	63,0	5,9	0,0990	0,000490	128,6
		13,3	68,9	4	0,542	0,496	0,046	69,0	63,1	5,9	0,0986	0,000488	129,4
		12,8	68,9	5	0,542	0,491	0,051	69,0	62,5	6,5	0,0975	0,000483	129,5

Tabella 3.7. Calcolo del modulo resiliente

3.2.1.2. Verifica del comportamento tipico di un terreno granulare (non fine)

Per verificare che il terreno presenti un comportamento tipico di un terreno granulare si diagrammano i valori di M_R e θ sul piano bi-logaritmico:

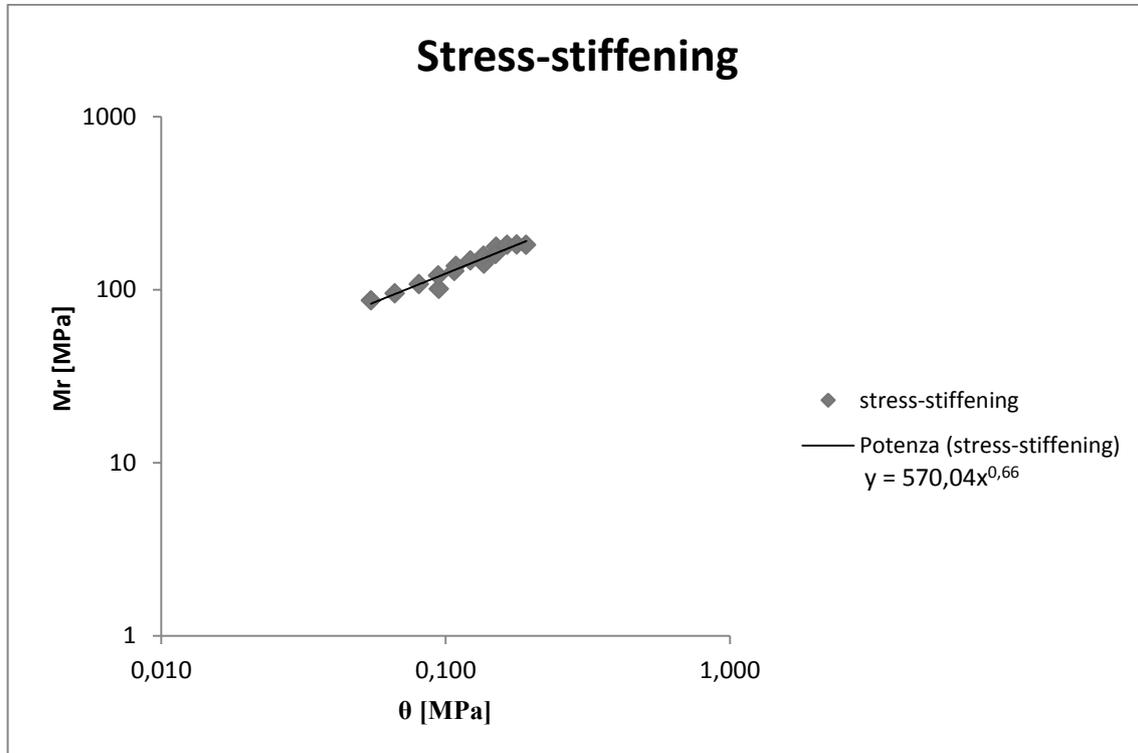


Figura 3.19. Stress-stiffening

Si riscontra uno spiccato andamento lineare, il quale assicura che si è in presenza di un materiale granulare. A verifica di ciò si plotta anche il diagramma $M_R - \sigma_{v,max}$:

ESERCITAZIONE 3

M_R, misurato	M_R, calcolato	scarti ^2
[MPa]	[MPa]	
141,4	152,6	125,6
176,6	162,9	186,8
181,1	172,9	68,7
182,2	182,2	0,0
181,6	191,7	101,7
100,7	119,6	356,2
136,8	131,1	32,2
147,2	141,9	28,3
156,9	152,3	21,1
160,6	162,5	3,5
86,7	82,8	14,9
95,0	94,3	0,6
107,6	107,3	0,1
120,5	119,1	2,1
128,1	130,0	3,7

Somma scarti ^2
945,6

K1	K2
576	0,67

Tabella 3.9. Calcolo di K1 e K2 modello Hicks-Monismith

È possibile rappresentare graficamente il modello:

182,2	182,5	0,1
181,6	192,8	126,1
100,7	117,2	273,4
136,8	130,4	40,7
147,2	142,2	25,0
156,9	153,5	12,1
160,6	164,3	13,3
86,7	82,4	18,8
95,0	94,7	0,1
107,6	108,5	0,7
120,5	120,8	0,1
128,1	132,3	17,7

Somma scarti ^2
901,5

K1	K2	K3
599	0,65	0,02

Tabella 3.10. Calcolo di K1, K2 e K3 modello Uzan

È quindi possibile rappresentare graficamente i risultati:

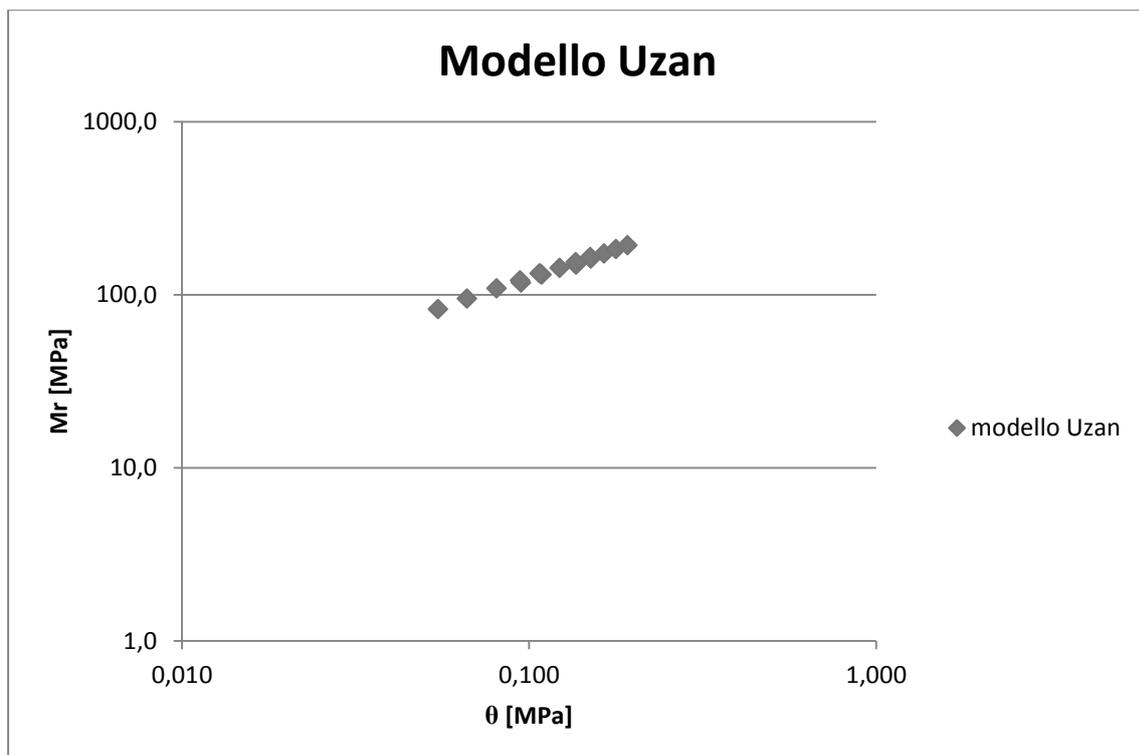


Figura 3.22. Modello Uzan

La deformazione $\varepsilon_{h,i}$ risulta essere:

$$\varepsilon_{h,i} = \sigma_{h,max} \cdot \frac{1 + 3\nu}{S_{corretto}} [\mustrain]$$

I risultati vengono riportati nel prospetto seguente.

È possibile quindi diagrammare sul piano bi-logaritmico la deformazione $\epsilon_{h,i}$ in funzione dei cicli necessari per giungere a rottura (N_f), ottenendo così la retta di fatica.

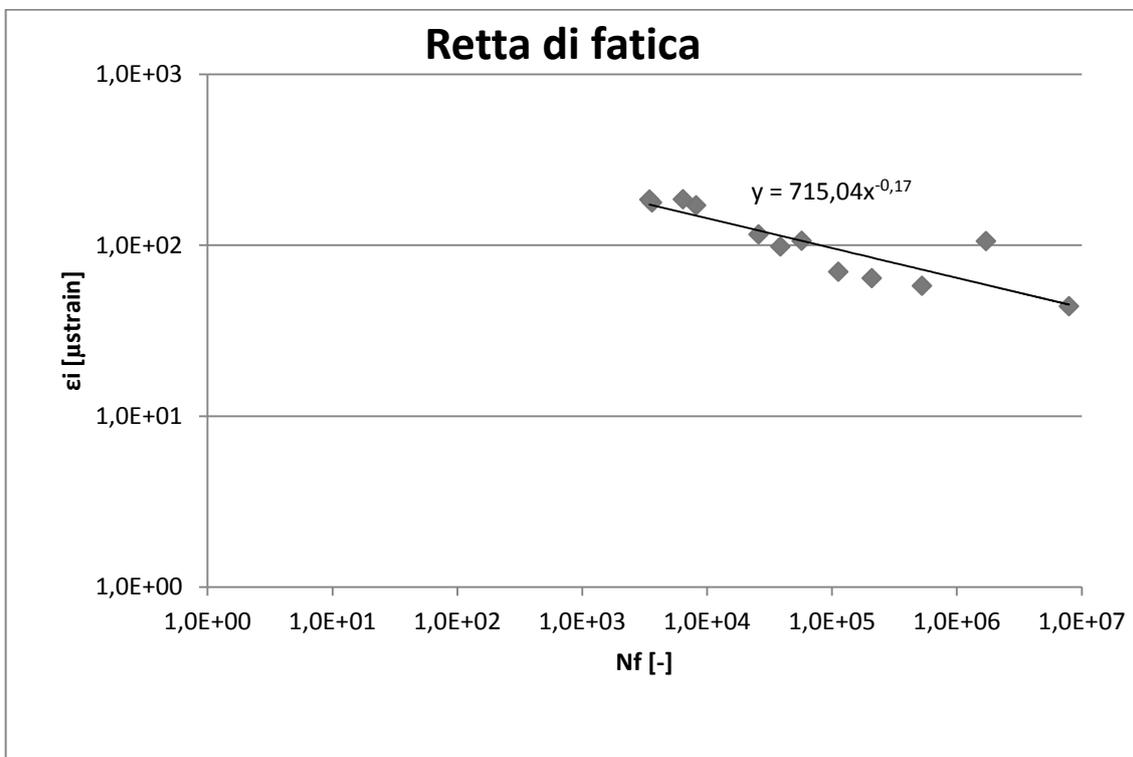


Figura 3.24. Retta di fatica da prova a trazione indiretta

3.2.2.1. Prova a flessione su 4 punti

Si passa ora ad analizzare la prova flessione su 4 punti su provini prismatici in regime di controllo di deformazione: vengono forniti la deformazione iniziale (in μstrain) ed il numero di cicli a rottura

ID	E _{iniziale}	ε _i	N _f
[-]	[MPa]	[μstrain]	[-]
1	7230	60	4303000
2	6945	100	1061733
3	8150	120	672429
4	6760	140	579429
5	6446	200	112883
6	6885	260	17330
7	8085	140	144309

È ora possibile rappresentare contemporaneamente le rette di fatica relative alle due prove analizzate, con le relative equazioni nella forma $\varepsilon = a \cdot N^{-b}$:

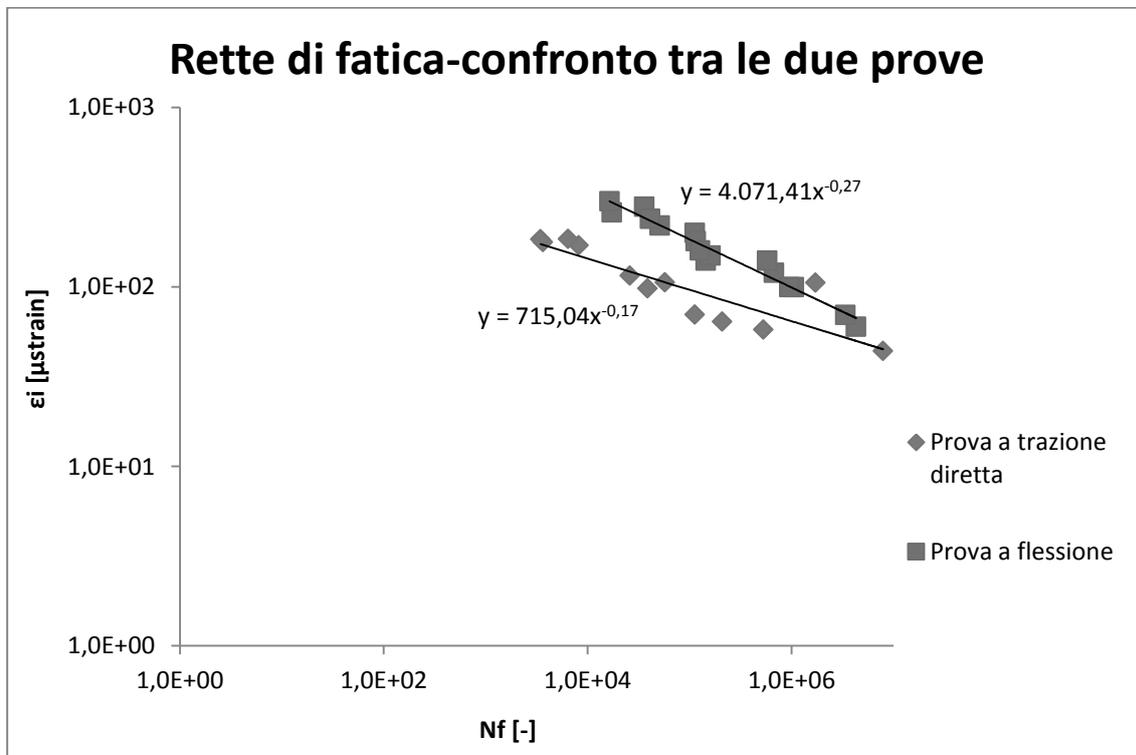


Figura 3.26. Confronto rette di fatica

Riassumendo, i coefficienti ottenuti sono:

	a	b
Prova trazione indiretta	715,04	-0,174
Prova flessione su 4 punti	4071,4	-0,269

È possibile concludere dicendo che, pur testando lo stesso materiale, le due configurazioni di prova forniscono risultati diversi: si ottengono infatti coefficienti a e b differenti. In particolare emerge che le prove in controllo di deformazione presentano un numero maggiore di cicli prima di giungere a rottura rispetto a quelle in controllo di tensione. Inoltre si evince che, in entrambe i casi, al diminuire della deformazione ε_i cresce il numero di cicli N_f .

ESERCITAZIONE 3

9	0,48	0,221	4,57E-03
10	0,49	0,229	4,72E-03
11	0,49	0,236	4,85E-03
12	0,49	0,242	4,98E-03
13	0,49	0,248	5,10E-03
14	0,49	0,254	5,19E-03
15	0,49	0,259	5,28E-03
16	0,49	0,263	5,37E-03
17	0,49	0,268	5,45E-03
18	0,49	0,272	5,51E-03
19	0,49	0,275	5,59E-03
20	0,49	0,279	5,67E-03
21	0,49	0,283	5,73E-03
22	0,50	0,286	5,77E-03
23	0,50	0,289	5,84E-03
24	0,50	0,292	5,88E-03
25	0,50	0,295	5,93E-03
26	0,50	0,297	5,98E-03
27	0,50	0,300	6,02E-03
28	0,50	0,302	6,09E-03
29	0,50	0,305	6,12E-03
30	0,50	0,307	6,16E-03
31	0,50	0,309	6,20E-03
32	0,50	0,311	6,23E-03
33	0,50	0,313	6,28E-03
34	0,50	0,315	6,33E-03
35	0,50	0,317	6,35E-03