

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

DICAM

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

in

Context-Sensitive Design in Transportation Infrastructures

IMPIEGO DI TERRE DECOLORANTI
ESAUSTE PER LA REALIZZAZIONE DI
MISCELE BITUMINOSE DI USURA
DRENANTI E FONOASSORBENTI

RELATORE:

Dott. Ing. Cesare Sangiorgi

CANDIDATO:

Alberto Zaccarini

CORRELATORI:

Dott. Ing. Piergiorgio Tataranni

Dott. Ing. Valeria Vignali

Anno Accademico 2014/15

Sessione II

*L'asfalto, specialmente in Italia,
è senza dubbio quello fra i materiali
da costruzione che venne poco studiato,
...forse è destinato ad occupare un posto
importante nell'arte di edificare...
La parola asfalto non è usata che da pochi,
ed anche le persone istruite chiamano lava
la materia bollente e nera che vedono stendere
sui marciapiedi e sui terrazzi...
(Ing. Righetti, 1984)*

Indice

1	Introduzione	1
2	Pavimentazioni drenanti	4
2.1	Cenni storici	4
2.1.1	Studi del Franklin Institute, 1970-1972	5
2.1.2	Il problema della riduzione dell'effetto drenante	6
2.1.3	Il prototipo dell'Università di Delaware, 1973	7
2.2	Conglomerati bituminosi drenanti	9
2.2.1	L'aspetto drenante	12
2.2.2	La fonoassorbenza	13
2.3	Gestione e manutenzione	17
3	Il fenomeno del water-damage nelle pavimentazioni stradali	19
3.1	Permeabilità	20
3.2	Ammaloramenti della pavimentazione stradale	22
3.3	I danni fisici e meccanici prodotti dall'acqua	24
3.3.1	Processi fisici	25
3.4	Simulazione in micro-scala dei processi meccanici	27
3.4.1	Legame bitume-aggregato in funzione del contenuto d'acqua	27
3.4.2	Processi meccanici	29
4	Il filler nei conglomerati bituminosi	31
4.1	Filler calcareo	32
4.2	Indagini di laboratorio sull'impegno di filler alternativi nelle miscele di conglomerato bituminoso	33
4.2.1	Dosaggio in volume	35

5	Terre decoloranti di recupero	39
5.1	Definizione, caratteristiche generali e proprietà chimico-fisiche	39
5.2	Bentonite	40
5.3	Terra decolorante esausta digestata	42
5.4	Descrizione del processo di digestione anaerobica	44
5.4.1	Alimentazione, impianto e miscelazione	44
5.4.2	Dosaggio dei chemicals	46
5.4.3	Fase di digestione	46
5.4.4	Trattamento gas	47
5.4.5	Cogenerazione	47
5.4.6	Trattamento digestato	48
5.5	Caratteristiche fisico-meccaniche del filler bentonitico digestato	49
6	Analisi sperimentale: materiali, procedure di prova e attrezzature	54
6.1	I materiali impiegati	55
6.1.1	Aggregati	55
6.1.2	Bitume modificato	58
6.2	Inquadramento generale	60
6.3	Provini	60
6.4	Diagramma di flusso	61
6.5	Specifiche tecniche dei materiali	62
6.5.1	Aggregati lapidei	62
6.5.2	Legante	65
6.5.3	Miscela	66
6.6	Pressa girevole	68
6.6.1	Strumentazione	69
6.6.2	Fasi esecutive	72
6.7	Compattatore Marshall	72
6.8	Determinazione della massa volumica massima - <i>UNI EN 12697-5</i>	74
6.9	Determinazione della massa volumica reale dei granuli di un aggregato - <i>UNI EN 1097-6</i>	76
6.10	Determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei	77
6.10.1	Estrattore Soxhlet	80
6.11	Resistenza a trazione indiretta	82
6.12	Sensibilità all'acqua	85
6.13	Permeabilità verticale	86
6.13.1	Procedura di prova	87

6.14	Modulo di rigidezza ITSM	88
6.14.1	Normative riguardanti la prova	90
6.14.2	Descrizione della prova	91
6.14.3	Descrizione dell'apparecchiatura	93
6.15	Test di creep dinamico	96
6.16	Prova Cantabro	99
7	Analisi sperimentale: progetto delle miscele e risultati	101
7.1	Curva granulometrica	102
7.2	Setacciatura	104
7.3	Preparazione dei provini	107
7.4	Ottimizzazione del contenuto di filler	110
7.5	Resistenza a trazione indiretta	113
7.6	Sensibilità all'acqua	115
7.7	Caratterizzazione volumetrica	118
7.8	Permeabilità verticale	129
7.9	Modulo di rigidezza ITSM	132
7.10	Creep test	138
7.11	Prova Cantabro	140
8	Conclusioni	146
	Bibliografia	149
	Allegato A - Drenoal HARD M	155
	Allegato B - Etichetta CE Drenoal HARD M	157
	Allegato C - Diagramma di Gantt	159
	Allegato D - Curva granulometrica	161

Elenco delle figure

2.1	Cartello che indica l'uso di una pavimentazione drenante in Massachusetts dal 1977	5
2.2	Pavimentazione porosa del parcheggio dell'Università di Delaware, 1973	8
2.3	a) cattive condizioni di visibilità su strada; b) aquaplaning ed effetto "spray" (Erkens, 2005).	9
2.4	Evoluzione del fenomeno dell'occlusione dei pori in una strada urbana in Danimarca (2005)	11
2.5	Pulitrice meccanica stradale: dettagli operativi	12
2.6	Carrello dotato di sistema per la misurazione del rumore di rotolamento	14
2.7	Il livello equivalente pesato "A"	15
2.8	Confronto fra gli spettri	16
3.1	Indagini di laboratorio sulla determinazione della permeabilità di provini cilindrici di conglomerato bituminoso	20
3.2	I danni provocati dall'acqua nelle pavimentazioni stradali: a) fenomeno dello stripping; b) formazione di una buca	23
3.3	Stoccaggio degli inerti	23
3.4	Water damage: processi fisici e meccanici	25
3.5	Schema dei processi fisici: a) perdita di mastice dovuto al trasporto; b) danni al legame bitume-aggregato (Kringos e Scarpas, 2005; Kringos, 2007)	26
3.6	Simulazione di perdita di mastice da una particella di aggregato grosso a causa di un flusso d'acqua veloce	26
3.7	Metodologia sperimentale-computazionale per determinare la forza del legame bitume-aggregato in funzione del contenuto d'acqua	28
3.8	Rottura del legame bitume-aggregato in funzione del contenuto volumetrico di acqua (adottato da Copeland et al., 2007)	28
3.9	Elementi di interfaccia adesivi e coesivi	29

3.10	Simulazione agli elementi finiti della rottura coesiva e adesiva (Kringos e Scarpa, 2005)	30
4.1	Immagini al microscopio elettronico delle particelle di cenere volante (a), di filler calcareo (b) e di cemento (c)	34
4.2	Confronto tra la densità apparente e la superficie specifica dei vari filler	36
4.3	Confronto tra il contenuto di argilla e il valore del blu di metilene dei vari filler	36
4.4	Confronto tra il valore di resistenza a trazione indiretta (IDT) e il valore di IDT dei provini non-condizionati	37
4.5	Confronto tra il rapporto di resistenza a trazione e il valore del blu di metilene dei vari filler	38
5.1	Terra decolorante esausta: a) essiccata; b) digestata ed essiccata.	44
5.2	Schema a blocchi dell'impianto	48
5.3	Filler calcareo (FF)	49
6.1	Legante Drenoval Hard M	59
6.2	Diagramma di flusso	61
6.3	Componenti della pressa giratoria	70
6.4	Pressa giratoria	70
6.5	Correlazione lineare fra la densità del provino e il numero di giri della pressa	71
6.6	Compattatore Marshall: 1) Apparato di base con motore di sollevamento per la massa scorrevole e conta-impatti; 2) Martello compattatore con guida; 3) Sistema di chiusura; 4) Stampo di base; 5) Base del compattatore; 6) Base in acciaio; 7) Piede; 8) Schermatura	73
6.7	Estrattore Soxhlet: a) schema; b) attrezzature utilizzate in laboratorio	81
6.8	Stati tensionali che si instaurano nel provino durante la prova	82
6.9	Schema della prova ITS: 1 Testina di prova; 2 Bande di carico; 3 Provino	83
6.10	Tipi di rottura	84
6.11	Schema dall'apparecchiatura di prova (dimensioni in mm) . . .	86
6.12	Influenza dei carichi stradali sul sottofondo di una pavimentazione con: a) basso modulo di rigidità; b) alto modulo di rigidità	89
6.13	Risposta del provino di conglomerato bituminoso sottoposto a un singolo impulso di carico	90

6.14	Caratteristiche della prova :a) schematizzazione della prova; b) direzione di applicazione del carico sul provino; sollecitazioni verticali di compressione e orizzontali di trazione provocate . . .	91
6.15	Dispositivo di prova: 1) attuatore di carico; 2) guida di carico in acciaio; 3) cella di carico; 4) barra di carico superiore; 5) provino; 6) LVDT; 7) guida di montaggio LVDT; 8) barra di carico inferiore; 9) allineatore LVDT.	93
6.16	Caratteristiche del carico impulsivo nel tempo: 1) carico di picco; 2) periodo di ripetizione dell'impulso; 3) rise time. . . .	94
6.17	Dispositivo per la misura dello spostamento diametrale orizzontale: 1) regolatore LVDT; 2) LVDT; 3) viti di fissaggio del provino; 4) telaio di supporto per gli LVDT.	95
6.18	Curva tensioni-deformazioni: 1 Deformazione; 2 Carico; 3 Precarico; t tempo; A defomazione al precarico; ε_{irr} deformazione irreversibile	97
6.19	Margine inferiore della piastra di carico	97
6.20	Apparecchiatura di prova	98
6.21	Deformazione in funzione del numero di cicli e interpolazione . . .	99
7.1	Fuso granulometrico del Brennero e curva granulometrica Pavimental	102
7.2	Curva granulometrica corretta	103
7.3	Setacciatura: a) setacci di prova; b) setacciatore elettromagnetico	105
7.4	Frazioni granulometriche	106
7.5	Massa totale degli aggregati	109
7.6	Pressa giratoria in funzione	109
7.7	Serie di 6 provini	111
7.8	ITS test: a) posizionamento del provino; b) rottura del provino	111
7.9	Andamento degli indici ITS all'aumentare del filler U_d	112
7.10	Confronto tra il valore di ITS ottenuto e il limite imposto da Autostrada del Brennero	114
7.11	Istrogramma dei valori di resistenza a trazione indiretta	116
7.12	Resistenza a trazione indiretta - confronto tra le condizioni asciutte e bagnate	116
7.13	Confronto tra il valore di ITSR ottenuto e il limite imposto da Autostrada del Brennero	117
7.14	Bilancia idrostatica	123
7.15	Curve di addensamento dei campioni contenenti filler FF	127
7.16	Curve di addensamento dei campioni contenenti filler U_d	128
7.17	Fase di posizionamento del provino	129

7.18	Prova di permeabilità: a) strumentazione; b) inizio della prova	130
7.19	Variabilità della permeabilità nei provini	131
7.20	Posizionamento del provino all'interno dell'apparecchiatura MAT-TA	132
7.21	Esempio di output	133
7.22	Modulo dinamico medio a 5°C	134
7.23	Modulo dinamico medio a 20°C	135
7.24	Modulo dinamico medio a 35°C	136
7.25	Andamento del valor medio del modulo dinamico con la temperatura	137
7.26	Deformazione cumulata - confronto tra le due miscele	139
7.27	Provini immersi in acqua alla temperatura di 25°C	140
7.28	Miscela bituminosa all'interno dei recipienti metallici prima della colatura del bitume	142
7.29	Stampo per i provini Marshall	142
7.30	Macchinario Los Angeles	143
7.31	Prova Cantabro: a) provino prima della prova; b) provino dopo la prova	144
7.32	Valori di perdita in peso - medie (g)	145
7.33	Valori di perdita in peso - medie (%)	145

Elenco delle tabelle

2.1	Fusi granulometrici	6
3.1	Sintesi dei provini di conglomerato bituminoso i cui risultati sono riportati in figura 3.1 (Vivar e Haddock, 2007)	21
3.2	Relazione tra granulometria, vuoti d'aria e permeabilità (Cooley et al., 2001)	21
5.1	Caratteristiche della bentonite	40
5.2	Valori di massa volumica del filler U_d e del filler FF	49
5.3	Percentuale di vuoti Ridgen del filler U_d e del filler FF	50
5.4	Risultati della prova Ring & Ball per il filler U_d e per il filler FF	50
5.5	Percentuale del contenuto d'acqua del il filler U_d e del filler FF	51
5.6	Risultati del test del blu di metilene per il filler U_d e per il filler FF	52
5.7	Percentuale di idrosolubilità del filler U_d e del filler FF	52
6.1	Aggregati: pesatura I	57
6.2	Aggregati: pesatura II	57
6.3	Numero di provini realizzati per i vari test	60
6.4	Composizione granulometrica della miscela	66
6.5	Contenuto minimo di legante nella miscela	66
6.6	Caratteristiche della miscela	67
7.1	Calcolo dei trattenuti	103
7.2	Fuso granulometrico di riferimento	104
7.3	Massa totale degli aggregati	106
7.4	Massa provini FF	107
7.5	Massa provini U_d	108
7.6	Temperatura delle teglie all'uscita dal forno	110
7.7	Valori di resistenza a trazione indiretta	112
7.8	Massa provini U_d	113

7.9	Valori di resistenza a trazione indiretta	114
7.10	Valori dell'indice ITS per i provini condizionati in acqua	115
7.11	Valori percentuali dell'indice ITSR	117
7.12	Massa in aria e acqua dei provini	124
7.13	Parametri volumetrici dei provini FF	127
7.14	Parametri volumetrici dei provini U_d	128
7.15	Dettagli della prova	130
7.16	Valori di permeabilità dei provini	131
7.17	Modulo dinamico a 5°C	134
7.18	Modulo dinamico a 20°C	135
7.19	Modulo dinamico a 35°C	136
7.20	Risultati creep test dinamico	138
7.21	Risultati creep test dinamico - post immersione	140
7.22	Massa provini Marshall di tipo FF	141
7.23	Massa provini Marshall di tipo U_d	141
7.24	Valori di perdita in peso	144

Capitolo 1

Introduzione

Durante le fasi di pianificazione, progettazione, costruzione, gestione e manutenzione delle strade, l'acqua può essere un importante vincolo ambientale e costruttivo in grado di influenzare in modo significativo la capacità portante della pavimentazione e la sicurezza degli utenti. Per questo motivo gli ingegneri civili hanno da sempre tentato di risolvere il problema cercando di intercettare e allontanare l'acqua dalla superficie viaria.

La tecnologia delle pavimentazioni drenanti ha conosciuto un notevole sviluppo nel corso degli anni ed è considerata, a livello internazionale, tra le innovazioni tecniche più eclatanti. Il suo successo è assicurato dall'elevato grado di sicurezza che si raggiunge, grazie alla migliore aderenza in condizioni atmosferiche critiche. L'esperienza europea, nel corso degli anni, ha dimostrato che il numero di sinistri su strade bagnate è tre volte superiore a quello che si registra su strade asciutte. La soluzione che si è deciso di adottare è la realizzazione di conglomerati bituminosi drenanti, grazie ai quali le caratteristiche del fondo bagnato possono assimilarsi a quelle del fondo asciutto. Inoltre, si è dimostrato che è possibile ottenere una riduzione di incidenti mortali del 25% pavimentando in drenante le principali arterie di traffico e le autostrade; la riduzione dei costi dovuti agli incidenti avrebbe abbondantemente coperto i maggiori oneri richiesti dalla tecnologia drenante. In seguito a queste considerazioni, in Olanda è stata introdotta una legge per cui, in presenza di traffico giornaliero superiore o uguale a 35000 veicoli, si deve utilizzare questa tecnologia per la realizzazione del tappeto d'usura.

Tuttavia, la continua e crescente esigenza da parte dei gestori delle reti stradali ed autostradali di contenere i costi di gestione e manutenzione, ha da tempo impegnato l'industria delle pavimentazioni nell'individuazione di metodi innovativi, in grado di aumentare la redditività dei budget predisposti

per il ripristino della sede stradale.

Il presente lavoro di tesi si propone di approfondire tale argomento e in particolare di indagare l'impiego di terre decoloranti esauste all'interno di miscele bituminose drenanti per strati di usura. Il riutilizzo di queste terre porterebbe a:

- risparmiare risorse naturali come il filler calcareo;
- diminuire i volumi che vengono smaltiti in discarica.

Nel dettaglio il seguente lavoro di tesi, fornisce preliminarmente una panoramica sulle principali caratteristiche prestazionali delle pavimentazioni drenanti a partire dalle prime realizzazioni, fino ai giorni nostri. In seguito, viene fornita una descrizione dei problemi derivanti dalla presenza di acqua sulle superfici stradali, analizzando nel dettaglio i danni fisici e meccanici provocati.

Nei capitoli successivi vengono descritte le caratteristiche fisiche e meccaniche del filler calcareo, tradizionalmente usato nel confezionamento di tali materiali ad uso stradale e delle terre decoloranti bentonitiche.

I capitoli finali riportano l'analisi sperimentale svolta presso il Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali (DICAM) e il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna. In particolare, vengono riportati i materiali impiegati nel corso dello studio, elencata la normativa di riferimento, le procedure di prova e le apparecchiature utilizzate in laboratorio ed infine, vengono redatti e discussi i risultati.

In definitiva, attraverso il presente elaborato di tesi è stato possibile svolgere analisi approfondite su provini realizzati con filler tradizionale e innovativo in termini di:

- valutazione del dosaggio in volume ottimale di filler bentonitico nella miscela;
- studio delle caratteristiche volumetriche (contenuto di vuoti e curve di addensamento);
- valutazione delle caratteristiche idrauliche (permeabilità verticale);
- studio delle principali prestazioni meccaniche garantite dalle miscele tramite: calcolo della resistenza a trazione indiretta e del modulo di rigidità meccanico;
- valutazione della durabilità della pavimentazione tramite: studio della perdita di particelle;

- analisi della resistenza alle deformazioni permanenti mediante il test di creep dinamico;
- valutazione della sensibilità all'acqua.

Tutto questo al fine di valutare se è possibile impiegare terre decoloranti bentonitiche come filler all'interno di miscele bituminose drenanti e fonoassorbenti per strati di usura.

Capitolo 2

Pavimentazioni drenanti

2.1 Cenni storici

I conglomerati bituminosi drenanti sono stati utilizzati a partire dalla metà del XX secolo, nelle autostrade e nei campi d'aviazione per migliorarne le caratteristiche drenanti e la sicurezza. Un punto di riferimento per lo sviluppo della tecnologia delle pavimentazioni drenanti fu un'inchiesta, nei primi anni '70, di Edmund Thelen e dei suoi colleghi presso il Franklin Institute di Philadelphia [1]. Nel 1968, la loro idea fu quella di utilizzare i conglomerati bituminosi drenanti per il controllo delle acque piovane e successivamente la loro ricerca fu sostenuta e sviluppata dalla U.S.Environmental Protection Agency (EPA). I loro risultati sono stati pubblicati dalla EPA in un rapporto dettagliato di ricerca (Thelen et al., 1972) e, successivamente, da Thelen e Howe (1978). Questi ultimi proposero un breve riassunto dei risultati, al quale allegarono le esperienze con le prime installazioni sul campo e le loro linee guida di progettazione consigliate. Nei primi anni 1980 la EPA ha sostenuto progetti dimostrativi (Field et al., 1982) e, tuttora, in modo più ridotto, le linee guida del Franklin Institute continuano ad essere utilizzate.

Il concetto di pavimentazione drenante è stato discusso e migliorato negli anni e nel 1977 la Walden Pond State Reservation in Massachusetts ha adottato questo nuovo materiale per il parcheggio riservato ai suoi visitatori. Da quel giorno, sono riusciti a ridurre l'erosione superficiale, l'inquinamento e la necessità di caditoie o sali disgelanti. Ancora oggi continuano ad utilizzare conglomerati bituminosi drenanti al fine di proteggere questo sito molto importante a livello nazionale.

Nel corso degli anni, alcune opere hanno sofferto di ostruzione dei pori (*clogging*) e riduzione della capacità drenante, a causa della qualità mediocre delle materie prime o la prematurità della tecnologia. Oggi, la nuova tecnologia ha permesso di migliorare la durata e l'affidabilità idrologica e strutturale delle pavimentazioni porose.



Figura 2.1: Cartello che indica l'uso di una pavimentazione drenante in Massachusetts dal 1977

2.1.1 Studi del Franklin Institute, 1970-1972

Il Franklin Institute ha iniziato le indagini nei primi anni '70, individuando i fusi granulometrici utilizzati per gli strati di usura delle principali strade del Regno Unito, California, etc. La tabella 2.1 riporta i fusi granulometrici più importanti, provenienti dalle analisi dei ricercatori. Il fuso granulometrico della California risultava essere il più aperto (*open-graded*) tra quelli testati, quindi dava alle miscele più porosità e permeabilità. Esso è stato adottato come fuso di partenza dal Franklin Institute, per gli studi sulle pavimentazioni porose. Le miscele risultarono sufficientemente robuste per sopportare carichi di traffico medi, non risentivano dei danni provocati dal gelo, resistevano all'invecchiamento e all'ormaiamento (Thelen et al., 1972, pp. 4, 29, 36). Successivamente, Thelen e Howe pubblicarono dei valori che sono indicati come il fuso "Thelen e Howe" (1978) che insieme al fuso della California diventarono quelli di riferimento per gli studiosi nei decenni successivi (Brown, 1996). La miscela così prodotta aveva una porosità intorno al 16% e un tasso di infiltrazione pari a 170 pollici/ora subito dopo l'installazione

(Thelen e Howe, 1978, pag. 13). Un ulteriore manuale di progettazione, sui risultati dell'istituto, fu redatto dalla EPA (Diniz, 1980).

Sieve Size	Percent (By Weight) Passing		
	California Specification	As Tested by Franklin Institute	Specified by Thelen and Howe
1/2 inch	100	100	100
3/8 inch	90 to 100	97	95
No. 4	35 to 50	34	35
No. 8	15 to 32	16	15
No. 16	0 to 15	13	10
No. 200	0 to 3	2	2

Data from Thelen et al., 1972, pp. 4 and 41; and Thelen and Howe, 1978, p. 64.

Tabella 2.1: Fusi granulometrici

Sebbene la miscela testata fosse la più performante, i ricercatori non hanno interrotto i loro studi e hanno considerato fusi granulometrici più aperti o con aggregati di dimensioni più grandi. Il Franklin Institute, per i successivi due anni, non continuò gli studi e non riuscì a scoprire il problema della riduzione dell'effetto drenante con il tempo.

2.1.2 Il problema della riduzione dell'effetto drenante

La riduzione della porosità e quindi dell'effetto drenante nelle pavimentazioni è stata osservata nel 1996, durante lo studio di una strada residenziale vicino a Macon, in Georgia. Il tappeto stradale era stato costruito nel 1990 e, nel corso degli anni, i residenti osservarono il tasso di infiltrazione del vialetto mentre lavavano le loro auto. Per primi tre o quattro anni di vita, la pavimentazione aveva assorbito tutte le precipitazioni e altra acqua, senza deflusso superficiale (*runoff*). Nel 1996, sei anni dopo la costruzione, i residenti notarono che solo una parte dell'acqua si infiltrava immediatamente, mentre il resto scorreva superficialmente per una certa distanza prima di infiltrarsi. Nel 2000, i residenti hanno riferito che la superficie stradale era molto ostruita e che, circa 1/2 pollice sotto, era possibile vedere uno strato nero.

L'ipotesi più plausibile era che il bitume, nelle giornate estive più calde, fosse scivolato verso il basso e si fosse infiltrato tra i pori, portandosi con sé alcune sostanze organiche rilasciate dalla vegetazione circostante. Il bitume

caldo e le polveri organiche avevano così creato una miscela a un livello inferiore che impediva il passaggio dell'acqua. L'ipotesi trovò conferma durante numerose osservazioni effettuate su altri parcheggi realizzati con pavimentazioni drenanti; si constatò che dai 6 ai 22 anni dopo la loro realizzazione, queste ultime risultavano parzialmente o totalmente ostruite. Le osservazioni nei parcheggi indicarono che l'intensità del traffico contribuisce a separare il bitume dagli aggregati superficiali andando ad intasare i pori. La riduzione della porosità è tanto più veloce quanto maggiore è l'intensità del traffico veicolare. Ad esempio, in un parcheggio, i posti auto e le corsie più ostruite si trovano soprattutto vicino all'ingresso dove il traffico è maggiore. Al contrario, i posti auto meno trafficati, e in particolare le zone in cui i pneumatici toccano di rado, mantengono il loro colore nero, a grana aperta, e ad alto tasso di infiltrazione. L'ipotesi è stata confermata da esperienze su pavimentazioni autostradali (Huber, 2000, pp. 11-12, 19). L'industria americana si era resa conto del fenomeno durante la produzione e la realizzazione e gli ha dato il nome di "*drain-down*".

Il National Center for Asphalt Technology ha sviluppato un test per determinare il potenziale di una miscela di ridurre la sua porosità (Mallick et al, 2000; Georgia Department of Transportation). Una miscela di conglomerato poroso viene posta in un cestello avente una maglia di apertura pari a 1/4 di pollice e riscaldata per un'ora ad una temperatura di 25°C superiore rispetto a quella di miscelazione. La quantità di bitume che drena dalla miscela viene misurata a intervalli di tempo regolari, le sezioni vengono tagliate ed esaminate al microscopio per osservare le mutevoli concentrazioni di bitume. Se l'ipotesi è corretta, allora tale esame mostrerebbe quantità decrescenti di bitume sulla superficie e sempre maggiori a una certa profondità sotto la superficie. La riduzione del tasso di infiltrazione di una pavimentazione porosa nel corso del tempo, ha contribuito alla ricerca di tecnologie per mantenere permeabile la superficie di queste ultime. Le più frequenti sono le operazioni di manutenzione stradale che fanno uso di spazzatrici meccaniche ed aspiranti.

2.1.3 Il prototipo dell'Università di Delaware, 1973

La prima grande realizzazione di una pavimentazione porosa, utilizzando la miscela del Franklin Institute, fu un parcheggio presso l'Università di Delaware nel Newark, nel 1973. Il progetto è stato ben documentato, e ha ispirato le successive realizzazioni (Bachtle, 1974; Engineering News Record, 1973; Robinette 1976, pp 62-68, Thelen e Howe, 1978, pp. 23-24, 82). Il terreno

sottostante era costituito da argilla-limosa e argilla-sabbiosa moderatamente permeabili (Figura 2.2).

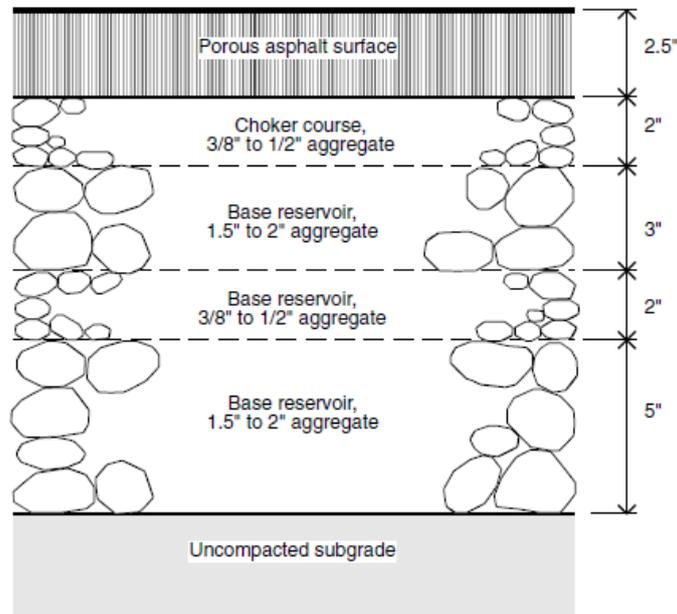


Figura 2.2: Pavimentazione porosa del parcheggio dell'Università di Delaware, 1973

Sotto lo strato superficiale poroso era posto uno strato di base di 10 pollici d'altezza, che a sua volta si trovava sopra un sottofondo non compattato. Per stabilizzare lo strato superiore alla base era stato posto uno strato intermedio costituito da aggregati relativamente piccoli (una ricerca successiva ha mostrato che lo strato intermedio non ha aumentato la stabilità). Questo strato aveva anche la funzione di fornire uno spazio libero e uniforme per il posizionamento del conglomerato drenante.

All'angolo del parcheggio, a 15 piedi di profondità, è stata scavata una trincea per permettere all'acqua in eccesso di infiltrarsi in un strato di terreno profondo, altamente permeabile. La trincea era larga 3 piedi ed era riempita con aggregati delle dimensioni di 3/4 di pollice (data from drawings by Edward R. Bachtel and Associates in Robinette, 1976, pag. 64). A causa della grande capacità idraulica della base, della trincea supplementare e del sottofondo, tutta l'acqua piovana era in grado di infiltrarsi nel sottosuolo. L'unico tipo di manutenzione richiesta era l'uso di sale antighiaccio durante il periodo invernale per evitare la rottura per trazione della pavimentazione. Nessun tipo di riparazione strutturale era mai stata necessaria ed era visibile

solo una lunga crepa sulla superficie. Solo a partire dal 1996, ventitre anni dopo la realizzazione, si ebbe il problema dell'occlusione dei pori a causa della nascita di uno strato nero chiuso posto a 1/2 pollice sotto la superficie, come descritto nel paragrafo precedente.

L'esperimento dell'Università di Delaware si concluse nel 2000, quando lo strato poroso venne sostituito da uno tradizionale chiuso, rendendo la permeabilità della pavimentazione nulla.

2.2 Conglomerati bituminosi drenanti

Nei paesi dove si registrano grandi quantità di precipitazioni, le pavimentazioni stradali vengono spesso costruite facendo uso di conglomerati bituminosi aperti. Il motivo per il quale essi vengono impiegati, negli strati di usura delle pavimentazioni stradali, è l'elevata permeabilità di queste superfici, che sono in grado di assorbire, attraverso l'elevata percentuale di vuoti presenti, l'acqua meteorica, il cui allontanamento dalla superficie avviene per mezzo dello scorrimento all'interno dello strato. Questi conglomerati vengono impiegati su strade di notevole traffico al fine di:

- aumentare la sicurezza di chi guida, favorendo l'aderenza del pneumatico in caso di pioggia ed eliminando, per drenaggio, il velo d'acqua superficiale (Figura 2.3);
- abbattere il rumore di rotolamento generato dal traffico veicolare (elevata fonoassorbenza).



Figura 2.3: a) cattive condizioni di visibilità su strada; b) aquaplaning ed effetto "spray" (Erkens, 2005).

L'elevata percentuale di vuoti è ottenuta mediante l'utilizzo di miscele di aggregati con curva granulometrica discontinua: la miscela è costituita prevalentemente da pietrischetti, graniglie e filler, mentre è povera di sabbia. Questo ha l'effetto di sviluppare una miscela con un volume di vuoti elevato (20-30%) in cui gli aggregati aderiscono tra loro in virtù del film di bitume nel loro punto di contatto. In questo modo la porosità, confrontata con quella di un conglomerato bituminoso tradizionale, è molto alta e l'acqua, durante i temporali, viene allontanata molto rapidamente dalla superficie. Il limitato contatto che si genera tra i grani comporta carenze strutturali alle quali è necessario sopperire mediante l'impiego di inerti di qualità e legante bituminoso modificato. Gli aggregati devono essere per il 100% basalti da frantumazione con basso coefficiente Los Angeles ed elevata microrugosità. Il legante bituminoso richiesto, il cui dosaggio varia normalmente tra il 4,5% e il 5,5% in peso, è di tipo modificato per le migliori caratteristiche meccaniche e reologiche che garantiscono maggior resistenza a usura, ormaiamento, cicli di gelo/disgelo e che riducono fenomeni di sgranamento [2].

Poiché la superficie è così permeabile, l'acqua può scolare verticalmente nello strato poroso prima di essere convogliata lateralmente nella pavimentazione. Tipicamente un conglomerato bituminoso poroso ha uno spessore compreso tra 20 e 100 mm ed è posto sopra una base di conglomerato impermeabile. Pertanto, l'acqua non può continuare a scorrere verticalmente ma è costretta a deviare lateralmente e deve essere prestata particolare attenzione a come deve essere raccolta e smaltita. Di conseguenza, nel corso degli anni sono stati sviluppati cordoli speciali con insenature e sistemi di tubazioni per condurre l'acqua in un apposito sistema di drenaggio (Highways Agency, 1997). Oltre agli aspetti positivi fin qui visti, queste pavimentazioni pongono una serie di problemi:

- mancanza di durabilità;
- ostruzione dei pori (*clogging*);
- climi rigidi.

Il progetto della miscela deve garantire che ci sia abbastanza bitume per rivestire gli aggregati e garantire la durabilità delle prestazioni; un elevato contenuto può andare a chiudere i pori impedendo il drenaggio, mentre troppo poco bitume, nella stagione fredda, consente al ghiaccio di insinuarsi nei pori e rompere il tappeto stradale.

L'ostruzione dei vuoti comunicanti di uno strato in conglomerato drenante, da parte delle polveri prodotte dal traffico o trasportate dall'atmosfera, è la causa principale del decadimento delle prestazioni della pavimentazione

in termini sia di drenaggio, dunque anche di aderenza a visibilità in caso di pioggia, che di fonoassorbenza. Tale fenomeno su strade ad alta velocità non è particolarmente evidente, poiché si ha un'azione autopulente, mentre in quelle a bassa velocità l'intasamento è evidente e progressivo [3]. I test eseguiti su una strada urbana in Danimarca da Bendtsen et al. (2005) su tre diversi tappeti drenanti, caratterizzati da aggregati di differenti dimensioni, hanno evidenziato che il tempo per ostruire i vuoti è sostanzialmente diverso [4]. Per le sezioni II e III, costituite da aggregati di dimensioni tra i 2 e i 5 mm, l'occlusione dei pori si ha 15-20 mesi dopo la realizzazione. La sezione I, con aggregati di 8 mm, rimane invece in una condizione migliore per oltre 2 anni (Figura 2.4).

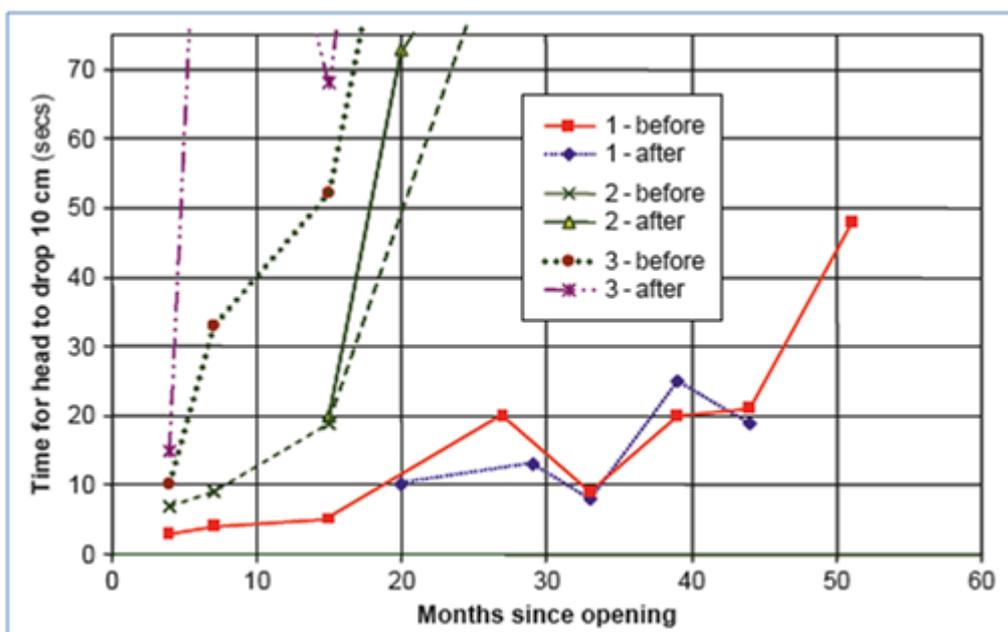


Figura 2.4: Evoluzione del fenomeno dell'occlusione dei pori in una strada urbana in Danimarca (2005)

Le caratteristiche del conglomerato bituminoso drenante sottoposto a climi freddi, sono state valutate da Bäckström e Bergström (2000) utilizzando una camera climatica [5]. Alla temperatura di congelamento, la capacità d'infiltrazione risulta ridotta del 50% rispetto a quella ambiente (20°C). Successivamente il conglomerato bituminoso è stato sottoposto a cicli di gelo/disgelo per la durata di 2 giorni e si è osservata una riduzione della capacità d'infiltrazione di circa il 90%.

Per ovviare al problema dell'intasamento sono stati sviluppati dispositivi di pulizia che fanno uso di getti d'acqua ad alta pressione, che mirano ad eliminare lo sporco che, successivamente, viene aspirato dalla macchina. È interessante notare che i risultati di Bendtsen (Figura 2.5) mostrano che non vi è un significativo miglioramento dovuto alla pulizia e che, a seguito di essa, la pavimentazione non ritorna ad avere le caratteristiche che presentava in fase di realizzazione.

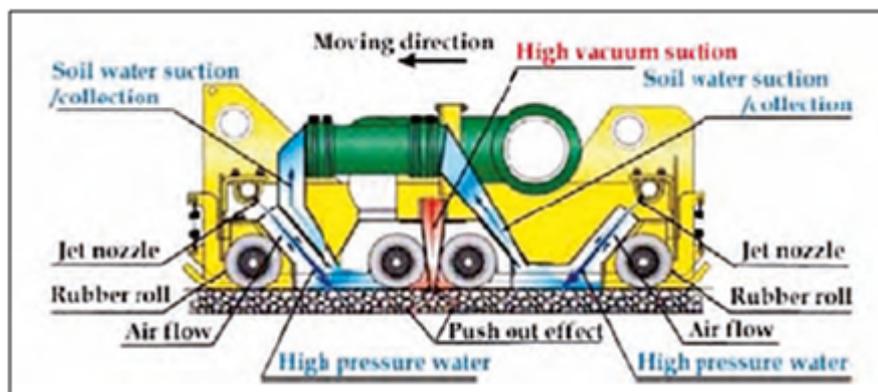


Figura 2.5: Pulitrice meccanica stradale: dettagli operativi

2.2.1 L'aspetto drenante

Le pavimentazioni drenanti assicurano il drenaggio dell'acqua meteorica attraverso un'elevata percentuale di vuoti (20%) nella massa per cui l'acqua scorre attraverso lo spessore del tappeto. Questa viene assorbita, evitando che si fermi in superficie, poi incanalata fino a scaricarla ai lati della strada. Gli aspetti principali che caratterizzano l'effetto drenante, riportati da Bruce K. Ferguson (2005) [6], sono:

1. Elevate caratteristiche di attrito radente della coppia pneumatico - pavimentazione e, quindi, miglioramento dell'aderenza e della antiscivolatezza stradale (resistenza allo scivolamento, sicurezza del traffico, etc.).

Questo effetto è dovuto principalmente alla porosità del conglomerato (rimangono punti di contatto secco anche in caso di strada bagnata) e soprattutto da una macrorugosità accentuata, favorendo in tal modo

l'allontanamento dell'acqua e una microtessitura degli inerti che contribuisce a rompere il velo d'acqua che li bagna, ristabilendo il contatto e l'attrito tra il pneumatico e la strada.

2. Aumento del coefficiente di aderenza trasversale (C.A.T.) causato dallo smaltimento delle acque meteoriche e dall'aerazione della superficie stradale. L'elevata percentuale di vuoti comunicanti presenti nei conglomerati aperti permette all'acqua di defluire verso i canali laterali e all'aria di circolare all'interno.
3. Eliminazione del ristagno d'acqua sulla superficie stradale e azzeramento dei fenomeni di *aquaplaning*, con conseguente aumento dell'aderenza e della antisdrucciolevolezza, anche in presenza di forti precipitazioni atmosferiche.
4. Eliminazione di spruzzo e nebbia d'acqua sollevati dalle ruote dei veicoli in caso di pioggia. Il grado di diminuzione della nebulizzazione è di circa il 90% rispetto ai conglomerati tradizionali ed è accompagnato da un notevole accrescimento della visibilità di guida.
5. Eliminazione dell'effetto di riflessione dei raggi luminosi e quindi, in particolare, miglioramento della visibilità notturna su pavimentazione bagnata.

Data la grande capacità drenante di un conglomerato poroso ben realizzato, è bene verificare l'efficienza di smaltimento delle acque nelle opere d'arte preposte (canalette, pozzetti, etc.) e se le pendenze longitudinali sono molto accentuate vanno interrotte ogni 200 m circa con opere di captazione trasversali.

2.2.2 La fonoassorbenza

La maggior parte del rumore, generato dal traffico veicolare, è legato al contatto pneumatico-superficie stradale ed è influenzato da:

- a. peso del veicolo;
- b. velocità ed accelerazione del veicolo;
- c. caratteristiche della superficie stradale.

Il rumore di rotolamento diviene la fonte principale di rumorosità qualora la velocità dei veicoli sia medio-alta e, generalmente, cresce con l'usura delle superfici a contatto ed è influenzato dal tipo e dalle condizioni sia della pavimentazione sia del battistrada. Il contatto pneumatici-superficie stradale genera un'ampia gamma di onde sonore che, in base alla frequenza, risultano più o meno percettibili. Quelle che ricadono nell'intervallo compreso tra 1800 e 2000 Hz sono le più fastidiose e richiedono degli interventi nel breve termine [7]. Un'altra causa è il rumore per risonanza dell'aria, dovuto alla compressione del cuscino d'aria sotto la ruota e alla sua espansione dopo il passaggio. Una strada liscia e un pneumatico liscio esaltano questo tipo di rumore. La superficie porosa, consente all'aria di passare sotto la zona di contatto senza comprimersi troppo; per questo motivo è importante la macrotestitura del manto della superficie stradale.

Lo studio delle sorgenti del rumore ha permesso agli studiosi di comprendere il fenomeno e ridurre le cause con appositi interventi. Questi ultimi si classificano in due categorie:

1. interventi attivi che agiscono sulla sorgente del rumore stesso, riducendone il livello di emissione;
2. interventi passivi che ostacolano la propagazione del rumore dalla sorgente al ricevitore.

L'impiego di pavimentazioni drenanti e fonoassorbenti può essere considerato come un intervento sia attivo che passivo: infatti, essi non solo riducono le emissioni di rumore prodotte dal contatto pneumatico-asfalto, ma sono anche in grado di assorbire una parte di energia sonora emessa dalle altre parti in movimento del veicolo.



Figura 2.6: Carrello dotato di sistema per la misurazione del rumore di rotolamento

I primi studi, indirizzati a misurare il rumore di rotolamento, sono stati elaborati a metà degli anni '90 da Autostrada del Brennero per controllare la sostituzione dei tappeti bituminosi a porosità chiusa con quelli a porosità aperta [8]. Successivamente, tale metodo è stato brevettato a livello europeo. La prova consiste nel rilevare il rumore, prodotto da due ruote che percorrono la corsia autostradale alla velocità costante di 110 km/h, tramite due microfoni (Figura 2.6). I dati vengono memorizzati in continuo e alla fine della misurazione si ottiene "l'immagine sonora" di due strisce di asfalto parallele larghe 10 cm, distanti tra di loro 1,2 m e lunghe quanto l'intero percorso autostradale analizzato (circa 166000 spettri). Nelle figure riportate di seguito si osservano i dati rilevati in due anni successivi.

Nell'Agosto 2003 i dati sono relativi a un tappeto di usura di tipo drenante posato nel 1996. Tale tappeto dopo circa otto anni aveva esaurito la sua vita utile per quanto riguarda le sue caratteristiche drenanti (presenza di effetto spray) e anche i dati fonometrici mostrano una risposta acustica non più tipica della pavimentazione di tipo drenante. L'anno successivo, dopo che sul tratto è stata effettuata la posa in opera di un nuovo tappeto drenante sono, stati ripetuti i rilievi acustici. Il confronto fra i dati del 2003 e quelli del 2004 rileva chiaramente come la sostituzione del drenante posato nel 1996 con quello nuovo (lavoro effettuato circa quattro mesi prima) abbia comportato anche una decisa variazione delle caratteristiche fonometriche.

In particolare:

- il livello equivalente ponderato A, $Leq(A)$, è diminuito di circa 2 dB(A);

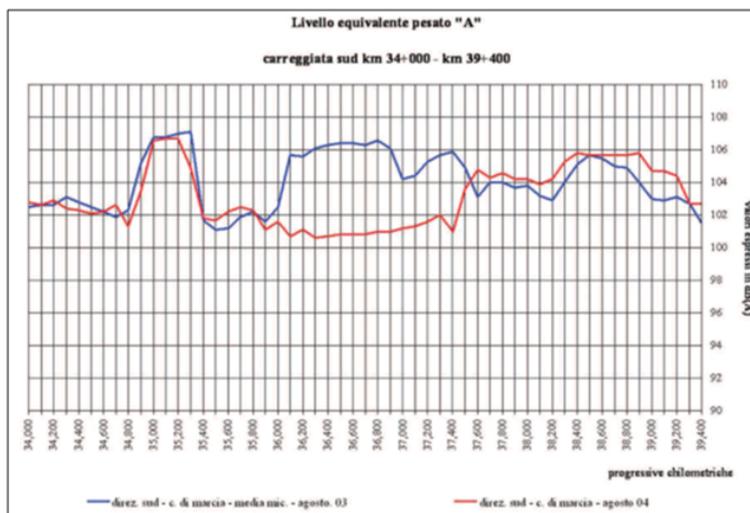


Figura 2.7: Il livello equivalente pesato "A"

- il confronto degli spettri permette di osservare uno spostamento del baricentro da frequenze comprese tra 1000 Hz e 1600 Hz a frequenze comprese tra 630 Hz e 1000 Hz (porosità aperta).

Ricordando che la scala del livello sonoro è una scala logaritmica espressa in dB(A), una riduzione di 3 dB(A) corrisponde al dimezzamento della potenza acustica. Recenti studi hanno messo in evidenza che il diametro degli inerti, e lo spessore del materiale in opera, influiscono in modo determinante sulla rumorosità del rotolamento. L'assorbimento acustico aumenta al diminuire del diametro massimo dei pietrischi e all'aumentare dello spessore dello strato. L'ottimale, per velocità comprese tra 60 e 120 km/h, si ottiene con inerti da 8-10 mm e spessori teorici di 30 mm.

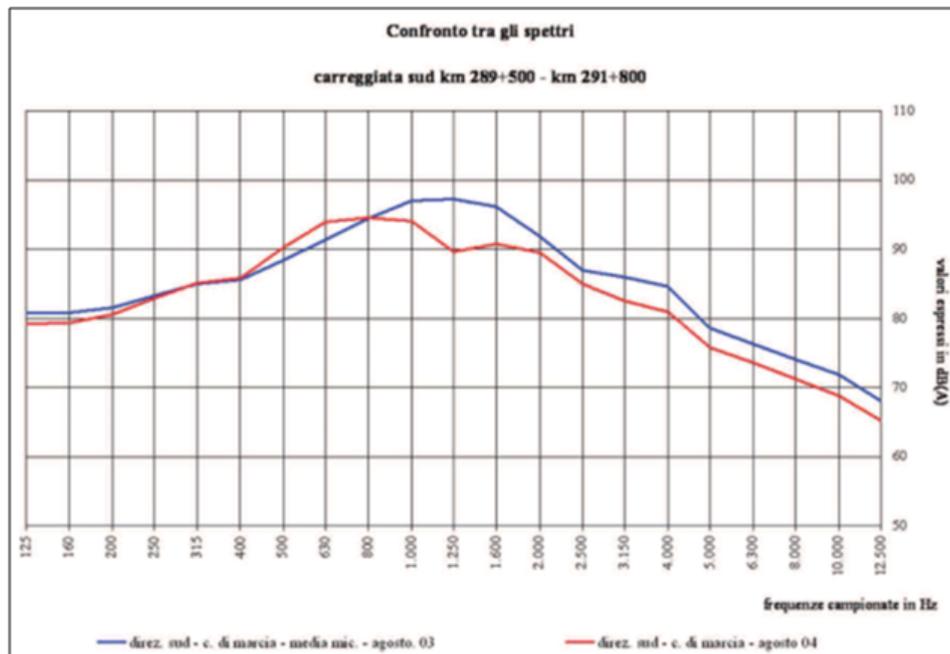


Figura 2.8: Confronto fra gli spettri

2.3 Gestione e manutenzione

La gestione di una pavimentazione drenante include accorgimenti sia nel momento della realizzazione, sia negli anni seguenti. Uno degli aspetti principali è che gli aggregati abbiano avuto un buon lavaggio iniziale, per mantenere tutti gli spazi vuoti potenzialmente ricavabili una volta avvenuta l'installazione, liberi da impurità. Ciò vale soprattutto per i pori superficiali, in modo da evitare sedimenti liberi già in partenza. Durante la posa della superficie permeabile l'erosione e l'introduzione di sedimenti estranei va strettamente limitata. La superficie deve poi essere mantenuta pulita per garantire la capacità di infiltrazione, seguendo i consigli che i progettisti e le ditte di riferimento suggeriscono per il prodotto scelto. Inoltre, devono essere presi particolari provvedimenti per assicurare che eccessivi sedimenti non siano diretti ai sistemi di drenaggio o che flussi aggiuntivi non eccedano oltre la capacità idraulica (LID manual, 2005).

La manutenzione dei conglomerati bituminosi aperti consiste nel pulire le superfici non solo spazzando ma aspirando, o insieme lavando ad alta pressione ed aspirando. Le attrezzature che forniscono i migliori risultati sono i macchinari per la pulizia stradale, in grado di garantire degli specifici requisiti: il lavaggio della pavimentazione utilizzando alte pressioni che vanno a scalzare i sedimenti accumulati e l'aspirazione di questi ultimi, liberando così le porosità superficiali del materiale. Un lavaggio a pressione manuale può comunque considerarsi efficiente per piccoli lotti ad uso non intensivo. Nel tempo riparazioni di piccole dimensioni (crepe, buchi) possono essere eseguite con materiali convenzionali se l'analogo permeabile è difficilmente reperibile o troppo costoso: se sono interventi contenuti non andranno ad incidere sulla capacità di infiltrazione complessiva.

La manutenzione durante il periodo invernale merita una particolare attenzione in quanto il drenante ha, per la sua stessa costituzione, un comportamento completamente diverso dai manti chiusi tradizionali. La presenza dei vuoti nel drenante, infatti, espone all'atmosfera una maggiore superficie di materiale. Va perciò evitato il formarsi di ghiaccio sia in superficie, sia all'interno. In generale, si può affermare che, qualora la manutenzione invernale del conglomerato drenante venga effettuata in modo corretto, i costi del materiale impiegato (sali) sono leggermente superiori rispetto a un conglomerato tradizionale. In ambito autostradale, nei punti particolarmente critici del tracciato, vengono installate stazioni meteo in modo da monitorare il clima. I dati rilevati dai sensori della stazione meteo, oltre che essere trasmessi alla stazione di controllo del sistema, vengono inviati via GPRS su un software installato sia al Centro per la Sicurezza Autostradale sia al Centro Assistenza Utenza, dove in tempo reale è possibile acquisire i dati

meteo e la configurazione dei sensori.

Tuttavia, si deve prestare particolare attenzione ai limiti di applicazione di questi materiali. Usare materiali per pavimentazioni permeabili non è raccomandato:

- in aree adiacenti ad altre più ripide che sono sorgente di sedimenti;
- in stazioni di servizio, aree di sosta di camion, piazzali di industrie chimiche, tutte le aree in cui c'è movimentazione di materiali pericolosi che possano disperdersi nell'ambiente o in cui potrebbero verificarsi fuoriuscite di quantità concentrate di inquinanti;
- in siti in cui la falda rimane stagionalmente molto alta e quindi può saturare il terreno in prossimità della superficie e all'interno della sezione della pavimentazione;
- in presenza di suoli che possono diventare instabili se saturi;
- se non si riesce a garantire una manutenzione ad intervalli appropriati;
- in aree in cui in inverno si utilizza molta sabbia grezza a favore del movimento dei veicoli;
- con pendenze massime del 5%, in caso ci sia traffico veicolare.

Capitolo 3

Il fenomeno del water-damage nelle pavimentazioni stradali

Le superfici delle pavimentazioni stradali forniscono un percorso di infiltrazione preferenziale per l'acqua piovana. La formazione di fessure sul tappeto stradale si hanno principalmente a causa della capacità dell'acqua di infiltrarsi e la permeabilità della superficie stessa. Esiste un'ampia gamma di apparecchiature in grado di determinare la permeabilità di miscele bituminose sia in-situ che in laboratorio.

L'acqua nella pavimentazione non è generalmente desiderata in quanto provoca:

- lo spogliamento del legante bituminoso dagli inerti e la conseguente disgregazione superficiale della struttura bituminosa (*stripping*);
- l'infragilimento superficiale della struttura bituminosa, a seguito dell'invecchiamento del bitume.

I meccanismi alla base di questa separazione sono stati analizzati grazie ai progressi nel campo dell'ingegneria computazionale e alle prove meccaniche, fisico-chimiche e ancora oggi vengono studiati dai ricercatori di tutto il mondo.

3.1 Permeabilità

La permeabilità è una importante, spesso trascurata, proprietà delle pavimentazioni ed è intesa come l'attitudine dei conglomerati bituminosi ad essere attraversati dall'acqua. Essa è proporzionale al contenuto di vuoti nella miscela ed è governata dalle dimensioni e dall'interconnessione tra essi. Alcuni recenti studi, condotti da Vivar & Haddock (2007) [9], mostrano come la permeabilità sia strettamente legata al contenuto di vuoti nella miscela (Figura 3.1). Questi ultimi influenzano notevolmente le prestazioni della pavimentazione, per tutta la sua vita utile.

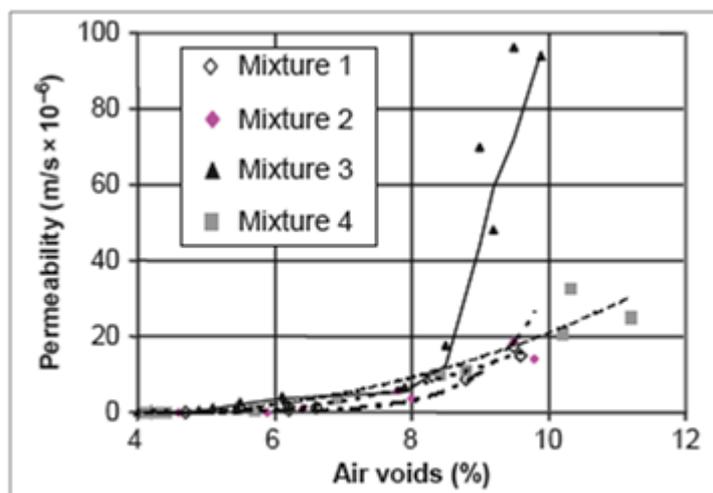


Figura 3.1: Indagini di laboratorio sulla determinazione della permeabilità di provini cilindrici di conglomerato bituminoso

La figura 3.1 mostra come i valori di permeabilità si trovino in un intervallo fra 0 e 40×10^{-6} m/s. I risultati delle differenti miscele sono descritti in tabella 3.1.

È possibile osservare come la permeabilità sia tendente al valore nullo al di sotto del 7% di contenuto di vuoti, ma cresce rapidamente. Probabilmente questo è dovuto al fatto che sia possibile realizzare miscele lasciando vuoti nella struttura del materiale. Alcuni autori affermano che deve essere adottato il limite di 8% di vuoti per avere una buona permeabilità del materiale ed evitare fessurazioni (Zube, 1962; Brown et al., 1989 e Santucci et al., 1985) [10, 11, 12].

Gradation	Density* (%)	NMAS (mm)	
		9.5	19
Coarse	90	Mixture 1	Mixture 3
	92		
	94		
	96		
Fine	90	Mixture 2	Mixture 4
	92		
	94		
	96		

* expressed as % of maximum theoretical mixture specific gravity
 NMAS = nominal maximum aggregate size.

Tabella 3.1: Sintesi dei provini di conglomerato bituminoso i cui risultati sono riportati in figura 3.1 (Vivar e Haddock, 2007)

Generalmente, i valori elevati di permeabilità sono associati a miscele aventi vuoti più grandi. Questi ultimi si trovano sia nelle miscele a grana fine che hanno un grande contenuto di vuoti in-situ, sia in quelle più grossolane con un contenuto di vuoti inferiore. Ciò è riportato in tabella 3.2 (Cooley et al., 2001) [13].

Nominal max. aggregates size (mm)	<i>In-situ</i> air void content when permeability increases (%)	Permeability (m/s $\times 10^{-6}$)
9.5	7.7	10
12.5	7.7	10
19	5.5	12
25	4.4	15

Tabella 3.2: Relazione tra granulometria, vuoti d'aria e permeabilità (Cooley et al., 2001)

Entrambi i gruppi di dati rivelano che le miscele fini sono meno performanti in quanto i valori di permeabilità sono inferiori rispetto a quelle con aggregati di dimensioni maggiori.

L'elevato contenuto di vuoti in un pavimentazione, in particolare se sono interconnessi, possono influire negativamente in vari modi sulla sua durata e sulle prestazioni. La filtrazione dell'aria in una pavimentazione permeabile accelera il processo di invecchiamento (*aging*) o indurimento del legante bituminoso per ossidazione. Inoltre, l'infiltrazione di eccessive quantità di

acqua nella struttura della pavimentazione può indurre il fenomeno dello spogliamento (*stripping*), ovvero ridurre l'adesione aggregato-bitume.

Anche se il materiale risulta relativamente impermeabile, l'acqua si può infiltrare attraverso le fessure e Ridgeway, nel 1976, affermava che vi erano quattro importanti fattori che influenzano i tassi di infiltrazione nelle pavimentazioni:

- la capacità di trasportare l'acqua;
- la quantità e l'area delle fessure presenti;
- l'intensità e la durata delle precipitazioni.

Per la determinazione della permeabilità di provini cilindrici di conglomerato bituminoso sono stati sviluppati dei test di laboratorio, spesso con lati sigillati con una membrana e/o una pressione di confinamento (Cooley, 1999). Recentemente è stata emanata una norma europea (CEN, 2004) e pubblicate alcune procedure di prova standardizzate pubblicate da FDOT (2006).

3.2 Ammaloramenti della pavimentazione stradale

Durante la pianificazione, progettazione, costruzione, gestione e manutenzione delle strade, l'acqua può essere un importante vincolo ambientale e costruttivo in grado di influenzare in modo significativo la durabilità della pavimentazione, la sicurezza della circolazione e ha una grande influenza sui costi operativi delle strade. La pratica ha dimostrato che le superfici stradali esposte all'acqua iniziano a perdere gli aggregati attraverso un fenomeno che è diventato noto come spogliamento (*stripping*) o scagliatura superficiale (*ravelling*). Tale fenomeno è dovuto alle infiltrazioni di acqua nella miscela, causando un indebolimento del mastice, e un indebolimento del legame bitume-aggregato. La continua azione dell'acqua e del traffico può portare alla disgregazione del manto stradale, ovvero alla progressiva dislocazione degli aggregati. Questo spogliamento iniziale progredisce rapidamente in una più grave scagliatura del tappeto di usura e in ultima fase porta alla formazione di buche (Figura 3.2).



Figura 3.2: I danni provocati dall'acqua nelle pavimentazioni stradali: a) fenomeno dello stripping; b) formazione di una buca

Comunemente, vengono progettate miscele bituminose aperte, come descritto nel paragrafo precedente, per il drenaggio delle acque superficiali, ma l'acqua che si infiltra tende a rimanere nella miscela, contribuendo allo sviluppo di questo fenomeno. Una sfida aggiuntiva nell'industria delle pavimentazioni è che spesso vi è una grande differenza tra le caratteristiche delle miscele, determinate in laboratorio, e quelle del materiale posato sulle strade. Ad esempio, i componenti della miscela possono essere esposti all'acqua piovana anche prima della costruzione dell'infrastruttura viaria (Figura 3.3). Ciò comporta che la maggior parte degli aggregati assorbono l'umidità, quando esposti ad un ambiente umido, e si rischia così di ottenere un'opera con ridotte caratteristiche meccaniche.



Figura 3.3: Stoccaggio degli inerti

Ad oggi, l'unica vera soluzione per mantenere le superfici stradali sicu-

re, è la frequente chiusura delle principali autostrade per la riparazione e la manutenzione, comportando costi elevati e spesso congestione stradale. Per questa ragione, si desidera spostare la soluzione a una misura preventiva. Ciò è molto complicato per i progettisti perché non hanno alcuna conoscenza preliminare delle proprietà che potrà avere la miscela al momento dell'acquisto delle materie prime. La pratica comune prevede l'esecuzione di test sui provini asciutti e "condizionati" per determinare la sensibilità all'umidità di una particolare miscela. Purtroppo, tali prove possono essere utilizzate solo per confrontare casi specifici di miscele sotto una serie di condizioni predeterminate, ma nessuna darà informazioni dei reali fenomeni di danneggiamento provocati dall'acqua, né i rimedi fondamentali. Per questo motivo, negli ultimi anni, questi studi stanno cedendo il passo ad indagini, sia sperimentali che analitiche, più specifiche sui danni indotti dall'acqua nelle miscele bituminose. I ricercatori della Delft University of Technology nei Paesi Bassi si sono concentrati sullo sviluppo di uno strumento di calcolo che permette lo studio delle interazioni tra i processi fisici e meccanici provocati dal processo di danneggiamento dell'acqua. Lo strumento sviluppato si chiama Roam (Kringos e Scarpas, 2004; Kringos, 2007) [14, 15], e funziona come un sotto-sistema del sistema agli elementi finiti sviluppato presso il TU Delft, CAPA-3D (Scarpas, 2005) [16].

3.3 I danni fisici e meccanici prodotti dall'acqua

Il problema non può essere risolto solo attraverso considerazioni meccaniche. Chiaramente, l'acqua ha un effetto sulle caratteristiche dei costituenti della miscela e sui loro legami, anche senza carico meccanico applicato. Pertanto, entrambi i processi fisici e meccanici che inducono danni sono inclusi nel modello. Di notevole rilevanza è che, al fine di acquisire una comprensione di tali danni, la miscela bituminosa deve essere considerata in micro-scala. Ciò implica che la caratterizzazione sperimentale e le simulazioni computazionali dei processi che inducono danni devono essere affrontate a livello di componenti della miscela; cioè gli aggregati, il bitume, il legame bitume-aggregato e lo spazio occupato dai pori. Ciascuno di questi contribuisce alla prestazioni meccaniche della miscela nonché alla sensibilità all'umidità.

I processi fisici che provocano i danni maggiori sono:

- la diffusione molecolare dell'acqua attraverso i componenti della miscela;
- il dilavamento del mastice dovuta al flusso d'acqua in movimento attraverso i macropori collegati.

Un processo meccanico è invece, per esempio, la presenza di intensi campi di pressione all'interno della miscela, causati dai carichi del traffico veicolare e conosciuti con il nome di "azione di pompaggio". Nel modello, questi processi, che portano alla degradazione dell materiale, interagiscono tra di loro tramite due sottomodelli; uno per gli aspetti fisici e uno per quelli meccanici (Figura 3.4).

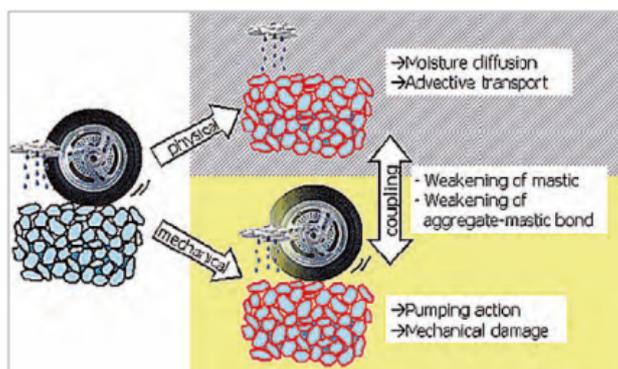


Figura 3.4: Water damage: processi fisici e meccanici

3.3.1 Processi fisici

L'esistenza di un flusso d'acqua che attraversa la miscela bituminosa può causare il desorbimento di parti del mastice che sono in contatto diretto con il flusso dell'acqua (Figura 3.5, punto a). Questo tipo di problema non si ha se non vi è un flusso d'acqua. Questo fenomeno non è l'unico che provoca danni, infatti la pratica ha dimostrato, inoltre, il fenomeno della scagliatura superficiale. Il secondo fenomeno è un processo di tipo molecolare in cui il flusso d'acqua, che è a contatto con il mastice, mette in movimento le molecole al suo interno che vanno a raggiungere la zona di interfaccia tra il bitume e gli aggregati danneggiandola. A seconda dei vari legami che si possono avere, l'acqua può quindi provocare una rottura adesiva dell'interfaccia bitume-aggregati (Figura 3.5, punto b).

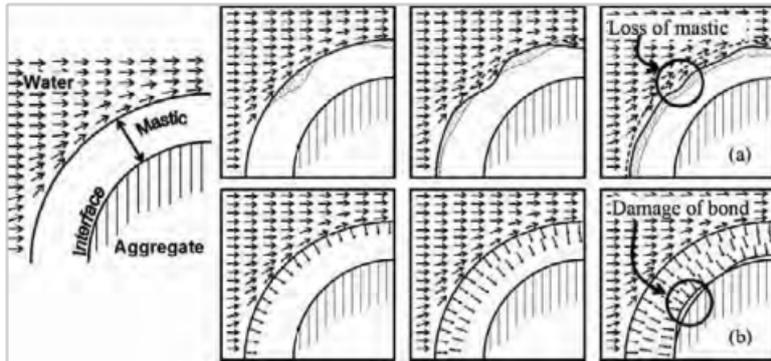


Figura 3.5: Schema dei processi fisici: a) perdita di mastice dovuto al trasporto; b) danni al legame bitume-aggregato (Kringos e Scarpas, 2005; Kringos, 2007)

Con il tempo, la forza coesiva si indebolisce e la rigidità del mastice può effettivamente aggravare il desorbimento. La figura 3.6 mostra un esempio di una simulazione con il software Roam, in cui un aggregato rivestito da bitume viene esposto ad un flusso d'acqua veloce (Kringos e Scarpas, 2004, 2005 e 2006 e Kringos et al., 2007)[14, 15, 16].

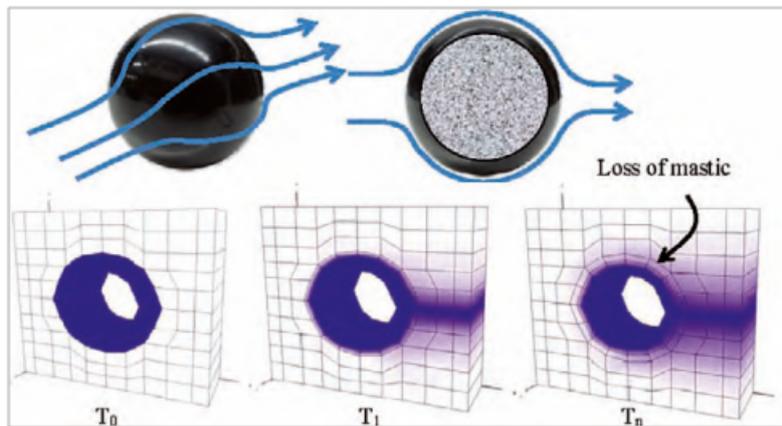


Figura 3.6: Simulazione di perdita di mastice da una particella di aggregato grosso a causa di un flusso d'acqua veloce

3.4 Simulazione in micro-scala dei processi meccanici

Poiché il danno indotto dall'acqua influenza la risposta del materiale, gli effetti dei processi fisici devono essere accoppiati con un modello 3D elasto-visco-plastico per la risposta del mastice (Scarpas et al., 2005). Il mastice nelle miscele bituminose è noto per essere un materiale il cui comportamento, a seconda della frequenza e/o la temperatura di deformazione, presenta caratteristiche di risposta che variano tra i limite elasto-plastico e quello visco-elastico. I modelli costitutivi per tali tipi di materiali possono essere sviluppati combinando le caratteristiche dei materiali elasto-plastici e di quelli visco-elastici per creare una categoria più generale dei modelli costitutivi denominati elasto-visco-plastici. Questo è l'approccio che è stato adottato dai ricercatori di Delft.

3.4.1 Legame bitume-aggregato in funzione del contenuto d'acqua

Chiaramente, tale modellizzazione richiede una conoscenza del legame bitume-aggregato in funzione del contenuto d'acqua. La prova di trazione diretta fornisce i mezzi per valutare la forza di adesione e di definire una relazione tra la forza del legame bitume-aggregato e il tempo di condizionamento in acqua (Figura 3.7).

Quando lo scopo della prova è di acquisire un confronto tra particolari combinazioni bitume-aggregati, i risultati del test di *pull-off* possono fornire dati utili, a patto di utilizzare geometrie simili e condizionamento in acqua. Per determinare, tuttavia, la relazione fondamentale dell'influenza dell'acqua sulla forza del legame, la quantità di acqua all'interfaccia è di fondamentale importanza. Poiché questo tipo di informazione non può essere determinata dal test, è stata sviluppata una procedura supplementare (Copeland et al., 2007) che mette in relazione la forza di adesione alla quantità di acqua nel legame [17]. Simulando i campioni con il software Roam (vedi sopra), il rapporto tra la quantità di acqua all'interfaccia bitume-aggregato e il tempo di permanenza può essere trovato, figura 3.7 (sinistra). Combinando i risultati delle simulazioni agli elementi finiti e la prova di pull-off, è possibile determinare una relazione tra la forza del legame e il contenuto d'acqua, figura 3.7 (a destra).

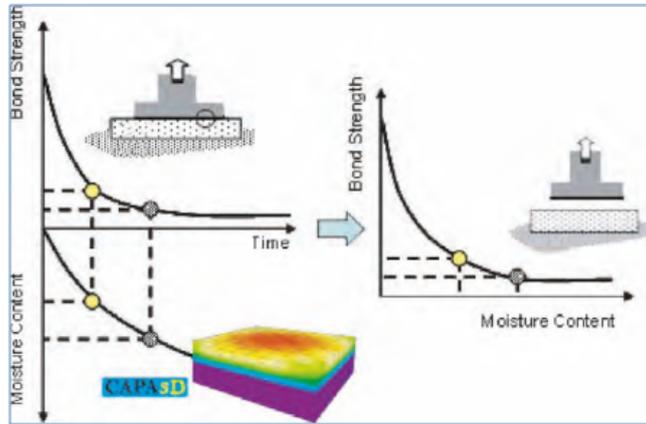


Figura 3.7: Metodologia sperimentale-computazionale per determinare la forza del legame bitume-aggregato in funzione del contenuto d'acqua

Dai risultati dei test, la forza di adesione alla trazione, S_{md} , in funzione del contenuto d'acqua volumetrico, θ , è stata determinata come:

$$S_{md} = e^{\ln S_0 - \alpha \sqrt{\theta}} \quad (3.1)$$

dove: $\ln S_0 = 0,30$; S_0 è la forza di adesione secca; $\alpha = 3,76$. Questo può essere riformulato in un parametro di danno dovuto all'acqua, d :

$$d(\theta) = 1 - e^{-\alpha \sqrt{\theta}} \quad (3.2)$$

La figura 3.8 mostra il risultato della procedura sperimentale-computazionale e la curva di regressione, come espresso dall'ultima equazione.

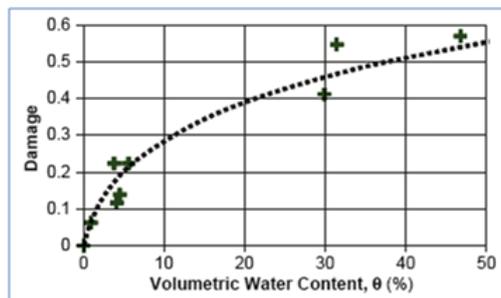


Figura 3.8: Rottura del legame bitume-aggregato in funzione del contenuto volumetrico di acqua (adottato da Copeland et al., 2007)

3.4.2 Processi meccanici

La motivazione per la simulazione agli elementi finiti in micro-scala, è la discussione sui meccanismi di rottura di coesione e adesione. Gli autori affermano che, a seconda della capacità dei singoli componenti e del loro legame, uno di questi meccanismi di rottura può essere dominante. È, perciò, di fondamentale importanza stabilire le relazioni tra gli agenti atmosferici e la resistenza del materiale. Queste relazioni possono essere utilizzate dal progettista per ottimizzare le caratteristiche di resistenza della miscela, nei confronti dei danni provocati dall'acqua, sulla base della risposta dei singoli materiali.

In figura 3.9 sono riportati dettagli di una mesh micro-meccanica che è stata utilizzata per la simulazione dei risultati dell'azione di pompaggio a causa del traffico veicolare in una miscela porosa (Kringos & Scarpas, 2005)[16].

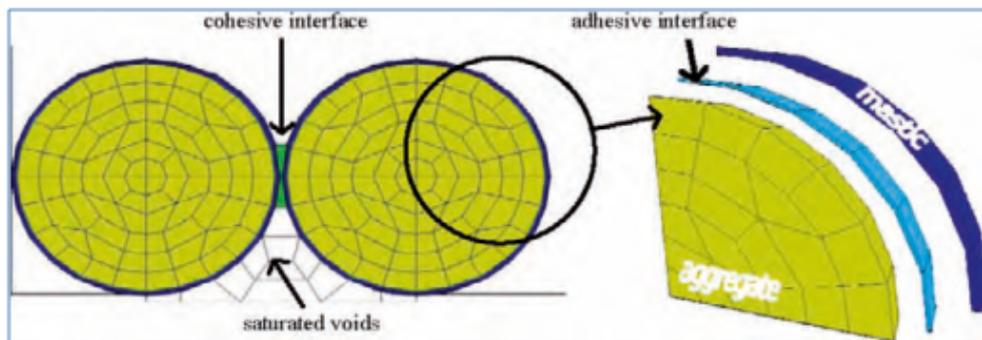


Figura 3.9: Elementi di interfaccia adesivi e coesivi

A seconda delle specifiche caratteristiche dei singoli componenti della miscela, si può verificare il meccanismo di rottura coesivo e adesivo (Figura 3.10).

Utilizzando lo stesso metodo, è possibile studiare l'effetto combinato di danni provocati dall'acqua e dai carichi di traffico. Siccome i danni provocati dall'acqua e quelli meccanici differiscono, per quanto riguarda i tempi di scala, di diversi ordini di grandezza, i danni meccanici possono essere combinati con i danni indotti dall'acqua, ad intervalli di tempo discreti.

In termini di simulazione agli elementi finiti, ciò implica che questi studi di diffusione possono essere eseguiti fino a un livello desiderato di contenuto d'acqua in modo che possa essere calcolato il danno indotto dall'acqua.

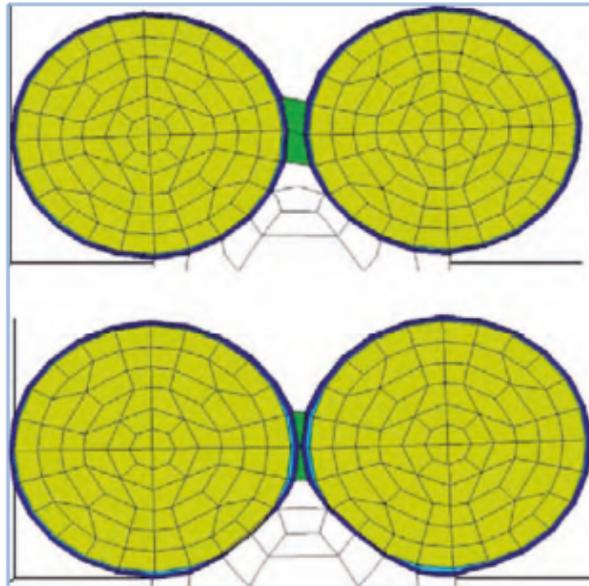


Figura 3.10: Simulazione agli elementi finiti della rottura coesiva e adesiva (Kringos e Scarpa, 2005)

Capitolo 4

Il filler nei conglomerati bituminosi

Il filler ricopre un ruolo fondamentale nelle prestazioni del conglomerato bituminoso per pavimentazioni stradali sia in termini di composizione, sia dal punto di vista delle caratteristiche fisico-meccaniche della miscela. È un materiale polverulento (rappresenta la parte più fine degli aggregati passante al setaccio 0,063 mm della serie ISO) di varia natura che si aggiunge ai leganti bituminosi, e agli aggregati, allo scopo di conferire particolari caratteristiche al mastice bituminoso. Nonostante le ricerche compiute, risulta ancora arduo presentare un metodo affidabile di caratterizzazione dei filler, nel senso che pur riuscendo ad ottenere tutta una serie di informazioni sulla sua costituzione chimico-fisica, non si è in grado di predirne il comportamento nella miscela [18]. In effetti, tuttora, la scelta dell'additivo minerale si basa sull'esperienza degli operatori, sulla sua disponibilità in cantiere e su esigenze economiche. In generale le ragioni per cui incorporare filler in un conglomerato bituminoso sono numerose:

- completare la granulometria dell'aggregato, riducendo i vuoti presenti nella miscela;
- favorire e rafforzare l'adesione tra aggregati e bitume;
- accelerare la maturazione dello strato posato e compattato;
- ridurre la suscettività termica dei materiali naturali;

- aumentare la stabilità meccanica dei conglomerati, in modo da ottenere, insieme agli altri vantaggi già elencati, una maggior resistenza delle pavimentazioni alle deformazioni causate dalle azioni del traffico e, quindi, una maggior robustezza e durezza.

Le parole chiave di un "buon filler" devono essere a questo punto: finezza, basicità e pulizia da sostanze argillose. Le proprietà sopra elencate sono generalmente possedute da filler di usuale impiego, quali: polvere di mattoni e di roccia, calce idrata, cemento Portland, polvere di carbonato di calcio e cenere volante. I filler tradizionali vengono generalmente raggruppati in due grandi categorie:

- "filler di recupero": derivanti dalla frantumazione degli aggregati oppure recuperati dal sistema di depolverizzazione presente negli impianti di produzione di conglomerato bituminoso a caldo. Hanno la funzione di integrare la frazione fine per facilitare la dispersione del bitume.
- "filler d'apporto": aventi lo scopo di integrare la curva granulometrica (carbonato di calcio, calce, cemento e ceneri volanti). Vengono definiti filler attivi perché alterano le proprietà della miscela.

4.1 Filler calcareo

Il filler calcareo ricopre un ruolo fondamentale nelle prestazioni del conglomerato bituminoso per pavimentazioni stradali. Si tratta di un prodotto in polvere costituito da inerti calcarei finemente macinati che possono avere diverse caratteristiche fisiche e chimiche a seconda della loro origine e della tipologia di produzione. Il calcare è una roccia sedimentaria di origine organogena, caratterizzata da una percentuale molto elevata di carbonato di calcio (oltre il 50%). Il calcio del carbonato di calcio ($CaCO_3$) viene fissato dagli organismi viventi per formarne lo scheletro o l'esoscheletro; dopo la morte degli organismi, essi precipitano sui fondali dove si compattano e danno vita al calcare, che spesso, come in questo caso, contiene dei fossili (calcare fossilifero). In francese le vaste formazioni geologiche di calcare sono dette "craie", da cui deriva il nome di Cretaceo.

Il filler ha una sua granulometria, che può essere rilevata tramite un'analisi densimetrica, e anch'esso è importante che presenti una forma dei grani poliedrica (rilevabile al microscopio). Anche la porosità del filler è importante, infatti è bene ribadire che il filler assolve al compito di agente gelificante

nei confronti del bitume, andando a costituire insieme ad esso il mastice, che è il vero legante della miscela.

In apparenza, qualunque minerale in polvere, più o meno fine, potrebbe sembrare idoneo per l'impiego nel settore dei conglomerati bituminosi, invece il filler calcareo, in relazione alla natura mineralogica e chimica della roccia di origine, è in grado di dare, al conglomerato bituminoso realizzato, una serie di vantaggi, fra i quali:

- un assorbimento selettivo degli oli;
- un miglioramento della suscettività termica del bitume, grazie ad una minima diminuzione della penetrazione e ad un aumento considerevole del punto di rammollimento;
- un migliore rivestimento bituminoso;
- migliore adesione agli aggregati;
- un aumento della stabilità meccanica dei conglomerati, in modo da ottenere, insieme agli altri vantaggi già elencati, una maggior resistenza delle pavimentazioni alle deformazioni causate dalle azioni del traffico e, quindi, una maggior robustezza e durevolezza.

4.2 Indagini di laboratorio sull'impegno di filler alternativi nelle miscele di conglomerato bituminoso

Nel corso degli anni sono stati eseguiti numerosi studi per l'impiego di vari tipi di filler nei conglomerati bituminosi. Alcuni di essi sono, per esempio: cenere volante, polvere di mattoni, calce, cemento, etc. I ricercatori suggeriscono che il tipo e la quantità di filler influiscono sulle prestazioni della miscela e che è possibile riscontrare notevoli benefici dal punto di vista tecnico, economico e di sostenibilità ambientale. In tempi recenti, inoltre, sono stati fatti dei tentativi anche per l'utilizzo di rifiuti industriali e domestici come filler, per esempio: polvere di cemento e polvere di mattoni (da costruzione e demolizione), ceneri (da rifiuti solidi urbani), cenere volante e vetro. I vari test condotti per la caratterizzazione dei filler sono stati: distribuzione granulometrica, contenuto di vuoti, vuoti Ridgen, perdita al fuoco,

scansione al microscopio elettronico (SEM), superficie specifica, solubilità in acqua, diffrazione a raggi X (XRD) e fluoroscopia a raggi X, etc. Per studiare il possibile effetto del filler sulle miscele, sono stati condotti i seguenti test sul conglomerato bituminoso: prova di fatica, prova di resistenza alla trazione indiretta, prova Marshall, sensibilità all'umidità, prova di creep statico e dinamico, prova di resistenza alla compressione non confinata, etc.

La maggior parte degli articoli, che è possibile riscontrare in letteratura, afferma come la cenere volante abbia riscontrato enorme successo tra i vari filler analizzati. Essa soddisfa pienamente i requisiti di accettazione della UNI EN 13043 "Aggregati per miscele bituminose e trattamenti superficiali per strade, aeroporti e altre aree soggette a traffico" per la marcatura CE ai fini dell'impiego come filler nella confezione di conglomerati bituminosi [19]. In modo particolare riesce a garantire una serie di benefici nelle miscele bituminose grazie ad alcune sue peculiarità:

- capacità fillerizzante. La forma sferica delle particelle (Figura 4.1) favorisce la possibilità di ottimizzare il contenuto di bitume nelle miscele e, al tempo stesso, garantisce una eccellente reologia delle stesse;

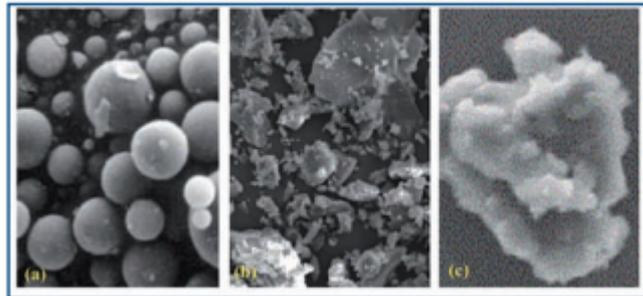


Figura 4.1: Immagini al microscopio elettronico delle particelle di cenere volante (a), di filler calcareo (b) e di cemento (c)

- possibilità di rilevanti ottimizzazioni nei contenuti di filler grazie al minor valore della massa volumica delle particelle di cenere rispetto a quella degli altri filler. Sostituendo a parità di volume i classici filler, quali quello calcareo o il cemento, si possono conseguire risparmi, in peso, rispettivamente di circa il 20% e il 30% di materiale;
- capacità di riduzione della suscettività termica del conglomerato grazie all'incremento del punto di rammollimento del mastice;
- notevole capacità di anti-spogliamento dell'aggregato;

- capacità di riduzione delle deformazioni a lungo termine (*rutting*);
- capacità di contrastare l'invecchiamento del bitume ed incrementare la durabilità delle pavimentazioni;
- possibilità di impiego, con eccellenti risultati in termini di aderenza strada-veicolo, anche in conglomerati speciali quali gli anti-skid;
- materiale eco-compatibile ad elevata sostenibilità.

Dagli studi precedenti, relativi all'uso di differenti filler, si è osservato che l'aggiunta di un filler alternativo, in sostituzione ad uno convenzionale, avviene secondo il tradizionale dosaggio in peso. Tuttavia, la densità di questi nuovi tipi di filler può variare in modo significativo. Ad esempio, se la densità del filler è bassa, è necessario aggiungere una maggiore quantità di materiale. In queste situazioni, può essere opportuno ricorrere a un dosaggio in volume durante la sostituzione di nuovi filler rispetto a quelli convenzionali. La letteratura disponibile dove viene utilizzato un dosaggio in volume è piuttosto limitata, pertanto, vi è la necessità di studiare l'influenza dei vari filler nei conglomerati bituminosi con il nuovo dosaggio adottato.

4.2.1 Dosaggio in volume

Uno degli studi più recenti, riguardanti il dosaggio in volume di filler nelle miscele di conglomerato bituminoso, è stato condotto nel 2014 da alcuni ricercatori indiani [20]. Nel documento sono riportati i valori dei test relativi alle prove svolte sui filler e sui conglomerati bituminosi. I diversi tipi di filler sono cinque: polvere di mattone (*brick dust*), cenere volante (*fly-ash*), calce idrata (*lime dust*), rifiuti da costruzione e demolizione C&D (*recycled concrete waste aggregates dust*) e polvere di roccia (*stone dust*).

I test per la caratterizzazione dei filler mostrano come all'aumentare della densità apparente la superficie specifica diminuisca (Figura 4.2). In particolare, la polvere di mattoni presenta la densità apparente più elevata, seguita da polvere di roccia, cenere volante, rifiuti da C&D e calce idrata. Conseguentemente, la superficie specifica della polvere di mattoni risulta essere la più bassa.

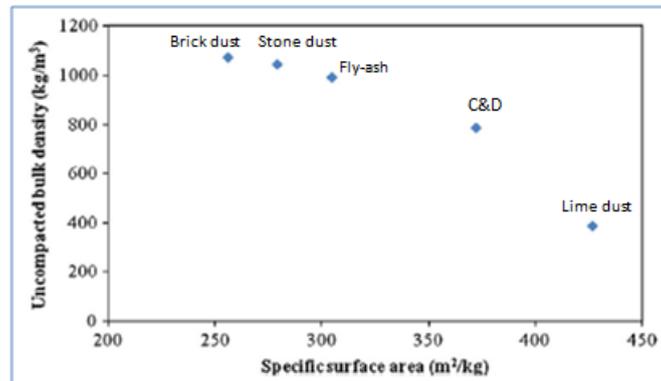


Figura 4.2: Confronto tra la densità apparente e la superficie specifica dei vari filler

La relazione tra il contenuto di argilla e il valore del blu di metilene (MVB) è mostrata in figura 4.3. Come previsto, si osserva che i filler che hanno un contenuto relativamente elevato di argilla mostrano anche MBV superiore e viceversa. Il valore del test del blu di metilene individua la presenza di argilla nei materiali.

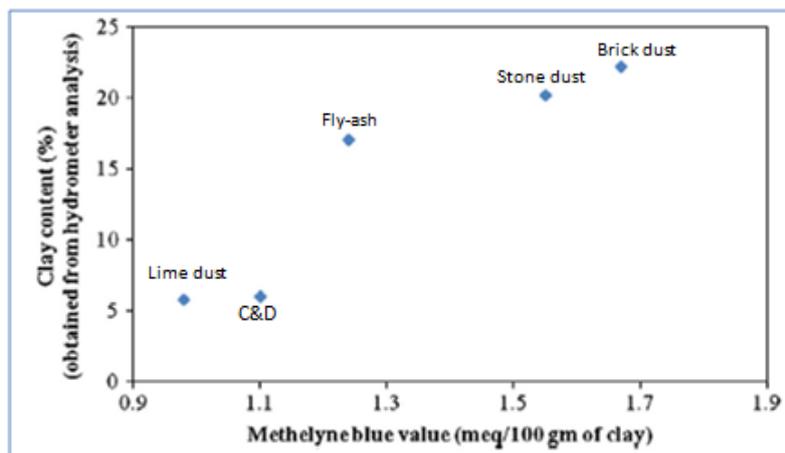


Figura 4.3: Confronto tra il contenuto di argilla e il valore del blu di metilene dei vari filler

Inoltre, vengono confrontate le immagini al microscopio elettronico (SEM). Le particelle della polvere di mattoni e di roccia hanno una dimensione maggiore rispetto alle altre e questo giustifica la loro superficie specifica più bassa.

La calce e i rifiuti da C&D presentano invece particelle di dimensioni inferiori e quindi una superficie specifica maggiore.

La sensibilità all'acqua delle miscele realizzate con la calce e i rifiuti da C&D risulta soddisfacente (rispetto al conglomerato bituminoso con polvere di roccia), mentre quelle con polvere di mattoni come filler risultano essere sensibili all'acqua. Ciò è dovuto alla natura acida della polvere di mattoni che non aderisce con il bitume. I valori del test di trazione indiretta (IDT) sono comparabili alla prova IDT sui campioni non-condizionati utilizzati nei test di sensibilità all'acqua (Figura 4.4).

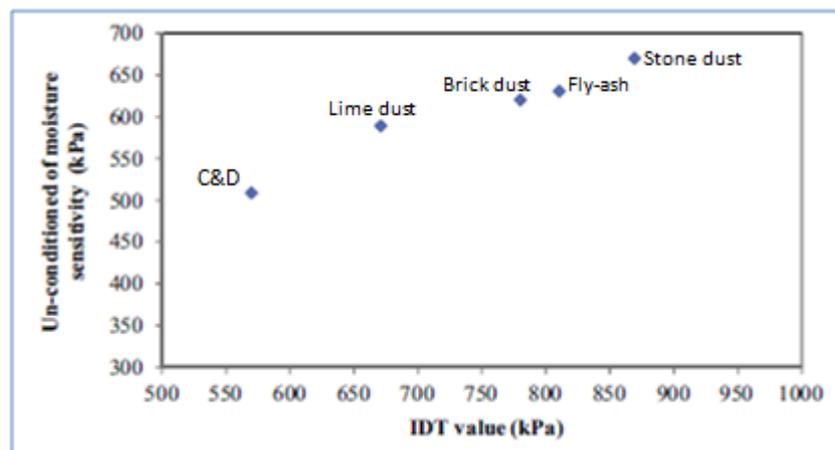


Figura 4.4: Confronto tra il valore di resistenza a trazione indiretta (IDT) e il valore di IDT dei provini non-condizionati

Si può anche osservare che i valori di IDT dei campioni non-condizionati a prova di sensibilità all'umidità sono notevolmente inferiori a quelli ottenuti dalla prova IDT. Infine, il rapporto di resistenza a trazione (TSR) risulta essere influenzato negativamente dal contenuto di argilla (Figura 4.5).

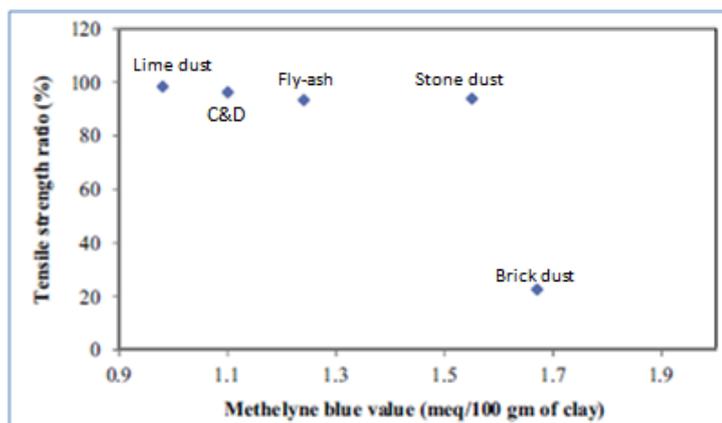


Figura 4.5: Confronto tra il rapporto di resistenza a trazione e il valore del blu di metilene dei vari filler

La ricerca sopra citata evidenzia come siano necessari un certo numero di test al fine della caratterizzazione dei filler di riciclo e delle miscele che ne derivano, al fine di ottenere un prodotto idoneo per l'applicazione in ambito stradale. Nel capitolo successivo verranno presentate le caratteristiche del filler bentonitico, derivante da terre esauste, utilizzato in laboratorio per il presente lavoro di tesi.

Capitolo 5

Terre decoloranti di recupero

5.1 Definizione, caratteristiche generali e proprietà chimico-fisiche

”Per terre decoloranti (o terre da sbianco) si intendono degli idrosilicati di alluminio contenenti piccole quantità di Mg, Ca, Fe, simili alle argille ma più idratati di queste, dotati della proprietà di adsorbire impurezze colorate da oli minerali, vegetali, animali, o da altri liquidi. Si dividono in terre floridiniche, già attive allo stato naturale, ed in terre bentonitiche, attive solo dopo trattamento chimico”.

Le terre decoloranti hanno trovato impiego nell’industria degli oli minerali, sia come decoloranti, sia come neutralizzanti e stabilizzanti, soprattutto nel caso della raffinazione con acido solforico. Si distinguono tra di loro da:

- potere decolorante, dovuto dalla grandissima superficie interna dei granuli di questi silicati;
- potere adsorbente;
- capacità di filtrazione;
- acidità che, se supera certi limiti, può nuocere ai telai dei filtri.

A causa di tali caratteristiche, la sola analisi chimica non è sufficiente per dare indicazioni sulla loro attività. Il tipo più noto di terra naturale è costituito dalle cosiddette terre da folloni (*fuller’s earths*), scoperte per la prima

volta in Inghilterra, poi negli U.S.A. (Florida), in Germania e altrove. Il loro uso viene preceduto da essiccazione, macinazione e setacciatura o ventilazione; talora le proprietà adsorbenti vengono esaltate con lieve trattamento acido.

5.2 Bentonite

La bentonite è un minerale argilloso, appartenente alla famiglia delle smectiti, composto per lo più da montmorillonite, calcio e sodio. Si trova in terreni vulcanici come prodotto di decomposizione della cenere vulcanica. I principali depositi sono nel Nord America, in particolare nel Montana, vicino Fort Benton, località da cui deriva il nome di tale sostanza. Ha numerose caratteristiche, tra le quali le più importanti sono:

- diventa plastica ed adesiva se miscelata opportunamente con acqua;
- diventa dura e rigida quando è sottoposta ad essiccamento, ma rimane plastica se non ha subito un elevato riscaldamento;
- ha una proprietà impermeabilizzante in quanto, assorbendo acqua, crea attorno ad ogni particella un sottile pacchetto di strati elementari a carica negativa che respinge altra acqua anche quando è sottoposto a elevate pressioni (arresta così l'infiltrazione);
- proprietà legante, cioè agglomera la sabbia conferendole la coesione necessaria e garantendo sufficiente plasticità e refrattarietà.

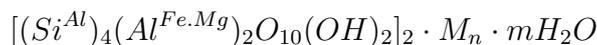
Allo stato naturale si presenta come una roccia tenera friabile, di colore variabile e con le caratteristiche riportate in tabella 5.1.

Peso specifico a secco (g/cm ³)	Peso specifico allo stato di umidità naturale (g/cm ³)	Peso specifico dei prodotti macinati (g/cm ³)	Umidità naturale (%)
2,2 ± 2,8	1,5 ± 1,8	0,7 ± 0,9	25 ± 35

Tabella 5.1: Caratteristiche della bentonite

Questa argilla presenta la peculiarità di rimanere in sospensione nell'acqua formando un gel, in condizioni statiche; quando è agitata, invece, con un mescolatore od anche mossa semplicemente da un sistema di pompaggio, assume la consistenza di un fluido; per poi, infine, tornare a coagulare quando l'azione meccanica perturbatrice viene sospesa (tixotropia).

Le varie bentoniti possono essere ricondotte ad una struttura elementare comune, tuttavia esistono notevoli differenze tra le varie tipologie, sia relativamente alla costituzione chimica, sia allo stato fisico dei costituenti che ne accentuano o meno le proprietà verso un particolare indirizzo tecnologico. Il costituente montmorillonitico è caratterizzato da un aggregato di particelle di forma lamellare, riunite in pacchetti legati da forze elettrochimiche e contenenti acqua di interposizione. Ogni unità lamellare risulta costituita schematicamente da tre strati disposti parallelamente. Lo strato centrale, a forma ottaedrica, è composto da allumina (Al_2O_3); i due strati periferici, a forma tetraedrica, sono costituiti da silice (SiO_2). Spesso lo ione silicio e lo ione alluminio subiscono delle sostituzioni isomorfe ciascuno con altri metalli a valenza inferiore come magnesio e ferro. Queste sostituzioni generano scompensi di cariche che vengono bilanciati assumendo cationi scambiabili, in particolare ioni calcio (Ca^{2+}), magnesio (Mg^{2+}) e sodio (Na^+), accompagnati da molecole di acqua tenute insieme da legami di tipo ione-dipolo. Gli ioni, non trovando posto all'interno della struttura reticolare, occupano posizioni prossime agli strati esterni di silice, e sono i principali responsabili dell'importante fenomeno di idratazione del reticolo cristallino. Per ogni unità lamellare pertanto si può assumere la seguente formula generale:



dove il primo membro in parentesi indica le costituzioni isomorfe negli strati tetraedrici ed il secondo membro quelle dello strato ottaedrico; i simboli M_n e mH_2O indicano rispettivamente i cationi scambiabili e l'acqua di interposizione lamellare. Per una data argilla la massima quantità di cationi che può essere sostituita è costante ed è individuata dalla capacità di scambio cationico (*CEC, cation exchange capacity*) misurata in milliequivalenti per grammo (meq/g) o più frequentemente su 100 grammi (meq/100g). La *CEC* di una bentonite varia in funzione del grado di sostituzioni isomorfe avvenute nel reticolo. La quantità e la qualità delle basi scambiabili sono un importante elemento di distinzione dal punto di vista chimico di una bentonite: in particolare si distinguono le bentoniti calciche e le bentoniti sodiche, a seconda che il catione scambiabile predominante sia rispettivamente il calcio od il sodio. Le bentoniti calciche, i cui giacimenti sono più diffusi nel mondo, risultano caratterizzate da una minore capacità di idratazione e rigonfiamento rispetto alle bentoniti sodiche.

Tramite delle ricerche si è scoperto inoltre che la bentonite, da un punto di vista ecologico e della salvaguardia della salute, non è pericolosa né per l'ambiente né per l'uomo (Regolamento EC 1272/2008 e Direttiva 67/548/EC) e sono numerosi i suoi settori di applicazione:

- nella produzione di mangimi è utilizzata come additivo nei mangimi per l'alimentazione animale;
- nel trattamento delle acque per le sue capacità di scambio ionico, flocculazione e sedimentazione;
- in agricoltura viene usata per il condizionamento dei terreni e per assorbire l'umidità nei terricci per giardinaggio;
- nell'industria della carta per migliorare l'efficienza della conversione dalla pasta alla carta e, grazie alla capacità adsorbente, è utile anche nel processo di riciclo per l'eliminazione dell'inchiostro;
- nell'industria farmaceutica per le sue funzioni assorbenti e come agente riempitivo, e nella cosmesi e fangoterapia per la preparazione dei fanghi termali;
- nell'industria alimentare (vino, olio e grassi commestibili) viene usata per purificare l'olio e chiarificare le bevande alimentari.

5.3 Terra decolorante esausta digestata

Nel presente studio viene utilizzata una terra decolorante esausta, fornita da una importante azienda operante nel settore alimentare, derivante dal processo di chiarificazione di oli vegetali. Questi ultimi vengono sottoposti a due processi:

1. Raffinazione;
2. Decolorazione.

Il primo consiste nell'andare a rimuovere dal prodotto tutte quelle sostanze indesiderate al fine di ottenere un olio di qualità migliore. Si ottiene così un olio di qualità migliore, senza apportare cambiamenti nella composizione e nella struttura del grasso, e una resa più elevata possibile del prodotto finale in termini di qualità della materia prima, idoneità degli impianti e consumi.

Il secondo ha lo scopo di eliminare le sostanze che provocano colorazioni anomale degli oli. Generalmente viene realizzato con metodi fisici che utilizzano materiali adsorbenti di due tipi: terre decoloranti e carboni attivi. Uno dei requisiti più importanti che devono avere le terre decoloranti è la densità apparente, data dal peso dell'unità di volume. Essa dipende dal volume degli spazi vuoti: più spazi vuoti ci sono e minore è la densità apparente. Gli spazi

vuoti durante la decolorazione, vengono occupati dall'olio che verrà poi trattenuto dalle terre all'atto della filtrazione. Le terre decoloranti contengono dal 20% al 18% di umidità. Un'altra caratteristica importante delle terre decoloranti è la distribuzione delle dimensioni delle particelle, rappresentata da particelle molto piccole ($< 5 \mu\text{m}$) fino a quelle relativamente grosse ($80 \mu\text{m}$). Minore è la dimensione delle particelle e maggiore è l'attività della terra, ma nel contempo aumenta la quantità di olio trattenuta ed è più difficoltosa la filtrazione. È comunque importante che la distribuzione delle particelle resti in un intervallo ristretto tra 5 e $80 \mu\text{m}$.

Le fasi operative dell'impianto di decolorazione sono:

- essiccamento sotto vuoto dell'olio a una temperatura di circa 60°C ;
- miscelazione olio-terra;
- riscaldamento per $15 \div 30$ minuti a $90 \div 110^\circ\text{C}$;
- raffreddamento a temperatura opportuna ($30 \div 60^\circ\text{C}$);
- filtrazione;
- recupero dell'olio trattenuto delle terre.

Ad oggi, le terre vengono separate dall'olio decolorato mediante filtri rotativi a funzionamento discontinuo generalmente chiusi in una camera metallica e muniti di accessori che permettono sia il lavaggio dei pannelli con solventi, sia di staccare il residuo e scaricarlo con mezzi meccanici.

Successivamente le terre decoloranti esauste vengono sottoposte a un processo di digestione anaerobica per la produzione di biogas. Quest'ultimo è di tipo biochimico, avviene in assenza di ossigeno e consiste nella demolizione, ad opera di microrganismi, di sostanze organiche complesse (lipidi, protidi, glucidi) contenute nei vegetali e nei sottoprodotti di origine animale, che produce un gas (biogas) costituito per il 50-70% da metano e per la restante parte soprattutto da CO_2 ed avente un potere calorifico medio dell'ordine di 23000 kJ/m^3 . Il biogas così prodotto viene raccolto, essiccato, compresso ed immagazzinato e può essere utilizzato come combustibile per alimentare caldaie a gas per produrre calore (magari accoppiate a turbine per la produzione di energia elettrica), o centrali a ciclo combinato, o motori a combustione interna.

Vengono ora presentate le terre esauste (Figura 5.1) derivanti dal processo di decolorazione e, successivamente, da quello di digestione anaerobica:

1. Terra decolorante esausta, denominata U_t , ottenuta direttamente dal processo di decolorazione, avente al suo interno un contenuto di olio pari a circa il 20% e di umidità del $4 \div 5\%$;
2. Terra decolorante esausta digestata, denominata U_d , ottenuta dal processo di digestione anaerobica della bentonite esausta, con contenuto di olio inferiore all'1% e di umidità del $45 \div 50\%$.

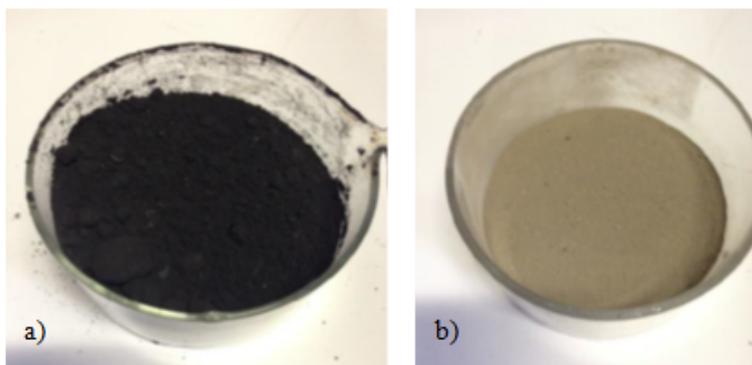


Figura 5.1: Terra decolorante esausta: a) essiccata; b) digestata ed essiccata.

5.4 Descrizione del processo di digestione anaerobica

5.4.1 Alimentazione, impianto e miscelazione

L'impianto di digestione è alimentato con i seguenti materiali:

1. acidi grassi saponificati in soluzione acquosa derivanti dal processo di neutralizzazione per via chimica degli oli, d'ora in avanti indicati anche come paste saponose;
2. materia grassa derivante dal processo di decolorazione dell'olio supportata su argilla montmorillonitica (terre decoloranti);

3. materia grassa derivante dal lavaggio di serbatoi di stoccaggio oli alimentari;
4. grassi separati per flottazione delle acque provenienti dal processo produttivo prima dell'avvio al depuratore (vasche degrassatrici);
5. reflui derivanti dai processi di produzione alimentare (produzione margarine, panne, UHT, cioccolato, etc.).

I primi quattro punti dell'elenco precedente costituiscono residui dei cicli produttivi ricchi di materiale grasso, mentre i reflui vengono utilizzati per la diluizione dei suddetti residui. La destinazione delle correnti sopra riportate è la seguente:

1. dagli acidi grassi saponificati, previa acidificazione a caldo con acido solforico, si ottiene un prodotto utilizzabile nell'industria dei detersivi;
2. la materia grassa supportata su argilla montmorillonitica (Terre decoloranti) viene dislocata in discarica;
3. la materia grassa derivante dal lavaggio di serbatoi di stoccaggio oli viene venduta all'industria dei detersivi;
4. i grassi flottati, analogamente alla materia grassa del lavaggio serbatoi, sono venduti all'industria dei detersivi;
5. i reflui dai cicli produttivi vengono inviati al depuratore.

Le terre decoloranti provengono dal processo di decolorazione nel quale, durante la fase di raffinazione degli oli, vengono eliminati la maggior parte dei pigmenti ancora presenti negli oli e nei grassi. Le sostanze pigmentanti vengono adsorbite da terre e carboni attivati, posti all'interno di un recipiente mantenuto sottovuoto. Gli oli, dopo la loro miscelazione con le terre decoloranti (argille) devono essere separati da queste mediante filtrazione delle terre adsorbenti. Le terre esauste che contengono ancora una frazione residua di olio vengono sottoposte a un flusso di vapore in modo tale da estrarlo e l'efficacia del processo dipende esclusivamente dalle modalità di insufflazione del vapore. L'alimentazione dell'impianto di digestione avviene in automatico tramite un sistema di miscelazione delle correnti liquide, accumulate in apposito serbatoio polmone, e la corrente solida, costituita dalle terre decoloranti esauste, caricate una volta al giorno in apposita tramoggia di dosaggio che viene poi azionata in automatico. Il serbatoio polmone, opportunamente agitato, svolge la funzione di miscelare, omogeneizzare e riscaldare le correnti

in ingresso. Esso rende possibile anche il corretto controllo della composizione dei flussi. Il successivo trasferimento dei materiali al digestore avviene mediante pompa azionata in automatico che introduce le masse nello strato intermedio della vasca, escludendo quindi apporti indesiderati di aria dall'esterno. Il quantitativo immesso è controllato dal sistema automatico di supervisione e gestione dell'impianto in base all'andamento del processo di fermentazione ed alla produzione di gas.

5.4.2 Dosaggio dei chemicals

Il buon funzionamento del processo è assicurato mediante il mantenimento di condizioni di pH costante e garantendo continuamente la corretta presenza dei necessari elementi nutrienti (Azoto e Fosforo). A tal fine è presente una stazione di dosaggio di ciascun additivo, il cui dosaggio è stabilito, o in base a valori letti in continuo da appositi strumenti (pH) o tramite la valutazione delle analisi di laboratorio svolte con cadenza prefissata (giornaliere) per il dosaggio dell'urea e dell'acido fosforico nel digestore. Il dosaggio può avvenire o sulla mandata della pompa di ricircolo del reattore o al serbatoio polmone di alimentazione al reattore stesso. I reagenti sono contenuti in contenitori di plastica (tanche o serbatoi) tenuti in apposito locale. Vi è la possibilità di dosare:

1. Acido cloridrico al 33% (controllo pH);
2. Soda caustica (controllo pH);
3. Acido fosforico 75% (dosaggio P);
4. Urea soluzione acquosa 33% (dosaggio N);
5. Antischiuma, da utilizzare in caso di necessità.

5.4.3 Fase di digestione

La fase di digestione avviene in un serbatoio chiuso mantenuto perfettamente miscelato mediante un adeguato sistema di agitazione meccanica affinché al suo interno avvenga il processo biologico anaerobico dei materiali contenuti. Tale processo consta di una serie di reazioni biologiche portate avanti da batteri specializzati, che si selezioneranno spontaneamente in base al substrato presente. Assume un aspetto fondamentale la gestione dell'impianto e il

mantenimento delle corrette condizioni di sviluppo della flora batterica presente. L'impianto prevede la realizzazione di due digestori gemelli operanti in parallelo dal volume di 3500 m³/cad. Si tratta di due serbatoi dal diametro di 15 m, alti 20 m. I digestori sono equipaggiati di sistema di mescolamento, con una pompa di ricircolo liquame e con una pompa di dosaggio alimento. Il liquame in uscita viene raccolto e convogliato alla sezione di ispessimento e disidratazione, mentre il biogas prodotto verrà convogliato alla sezione di trattamento gas.

5.4.4 Trattamento gas

Il biogas in uscita dai digestori viene inviato ad un trattamento di desolforizzazione con lo scopo di eliminare l'acido solfidrico eventualmente presente, anche se le concentrazioni di questo sono molto basse. Questo trattamento consiste nel passaggio del biogas in uno scrubber di abbattimento. Il piccolo quantitativo di acqua in uscita dallo scrubber viene inviato al depuratore aziendale. Prima del trattamento di desolforizzazione vi è la necessità di installare un gasometro con lo scopo di assicurare un flusso costante di gas ai generatori. Inoltre, viene installata un'apposita torcia catalitica Bekaert a cui viene inviato il biogas in caso di mancato utilizzo al cogeneratore. Prima di essere inviato ai motori il biogas subisce infine un trattamento di essiccazione, al fine di rimuovere l'umidità residua.

5.4.5 Cogenerazione

L'impianto di cogenerazione è composto da un motore endotermico alloggiato in un apposito locale adeguatamente coibentato e isolato. Il motore accoppiato ad un alternatore è in grado di erogare una potenza elettrica di 999 kW. Il sistema prevede il recupero del calore del fluido di raffreddamento del motore per il riscaldamento dei digestori. Il motore è alimentato dal biogas prodotto nei digestori e trasportato al motore mediante tubazioni in acciaio inox. Per il funzionamento a pieno regime del gruppo di cogenerazione è prevista la produzione di circa 420 Nm³/h di biogas. L'espulsione dei prodotti della combustione avviene tramite idoneo camino verticale posto sopra il tetto del locale. Il locale viene aerato tramite ventilazione forzata con aperture comunicanti verso l'ambiente esterno. Prima dell'immissione in atmosfera i fumi subiscono un opportuno trattamento di depurazione per la rimozione degli inquinanti (abbattimento monossido di carbonio). Il cogeneratore viene avviato con un dispositivo automatico di start-up. L'immissione in rete è

regolata da un relais a frequenza e con dispositivo di controllo di sovra e sottocarico. I parametri di regolazione avvengono in accordo con il gestore rete. Il distacco e la connessione rete sono in automatico. Una disposizione per funzionamento ad isola non è previsto. In caso di distacco rete il motore di cogenerazione si spegne automaticamente. Il quadro di comando/controllo del cogeneratore è installato accanto al motore. L'impianto sarà equipaggiato di una torcia di sicurezza catalitica Bekaert per la termodistruzione del gas quando non è utilizzato dai generatori elettrici.

5.4.6 Trattamento digestato

I reflui effluenti dal digestore vengono inviati ad un trattamento di separazione solido-liquido mediante dissabbiatori a coclea. Il liquido in uscita viene inviato all'impianto di trattamento reflui aziendale. La parte solida subisce un successivo trattamento di ispessimento mediante centrifugazione. La frazione solida risultante dall'ispessimento (centrifugazione) viene inviata allo smaltimento presso la discarica interna, mentre la parte liquida viene convogliata al depuratore aziendale. Il fango così trattato ha una tenore di sostanza secca pari a circa il 50%, mentre il restante è costituito da umidità residua difficilmente eliminabile per via meccanica. Il rifiuto risultante è assolutamente non combustibile.

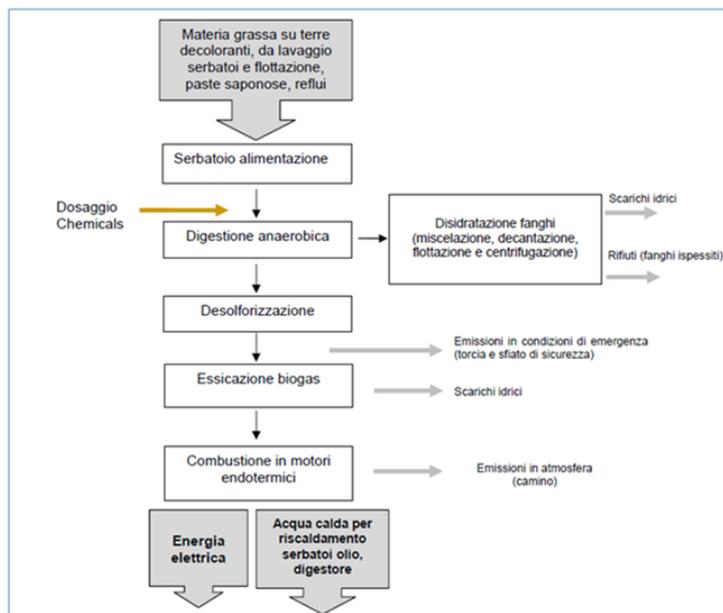


Figura 5.2: Schema a blocchi dell'impianto

5.5 Caratteristiche fisico-meccaniche del filler bentonitico digestato

Si riportano, in questo paragrafo, le caratteristiche fisico-meccaniche della terra bentonitica esausta U_d , utilizzata successivamente all'interno di miscele di conglomerati bituminosi. In particolare, verranno presentati i risultati delle prove eseguite su questo filler e su uno calcareo (Figura 5.3), in modo da valutarne le diversità, i punti di forza e i limiti di ciascuno.



Figura 5.3: Filler calcareo (FF)

Le prove che verranno presentate sono state eseguite anche sul filler U_t , ma non verranno prese in considerazione in quanto quest'ultimo presenta caratteristiche non idonee per l'impiego, all'interno delle miscele bituminose, rispetto ai precedenti. Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori di ciascuna prova e analizzati i risultati ottenuti.

Massa volumica del filler [Mg/m^3] UNI EN 1097-7	
Filler U_d	Filler FF
1,86	2,70

Tabella 5.2: Valori di massa volumica del filler U_d e del filler FF

I risultati riportati nella tabella 5.2 sono stati ottenuti mediante il metodo con picnometro. Si osserva che la differenza tra questi due valori è dovuta alla differente composizione chimico-fisica dei vari filler esaminati: il filler FF, composto da carbonato di calcio puro, ha una densità uguale a quella di quest'ultimo, pari a $2,70 Mg/m^3$, mentre il filler U_d , a causa del processo di digestione in condizioni anaerobiche, ha un peso specifico pari a $1,86 Mg/m^3$.

Determinazione dei vuoti Ridgen [%] UNI EN 1097-4	
Filler U_d	Filler FF
53,90	41,00

Tabella 5.3: Percentuale di vuoti Ridgen del filler U_d e del filler FF

La prova per la determinazione dei vuoti Ridgen permette di determinare la porosità intergranulare del filler, ovvero il volume di spazio riempito d'aria nel filler, espresso in percentuale di volume totale del filler, dopo compattazione. Spesso vengono impiegati per determinare l'attitudine del filler a legarsi con il bitume, di conseguenza è un indicatore del potere irrigidente che il filler stesso esercita sul mastice bituminoso. La percentuale di vuoti Ridgen è possibile determinarla essendo a conoscenza della:

- massa del filler compattato: 9,82 g per il filler U_d e 9,95 g per il filler FF;
- massa volumica del filler: 1,86 Mg/m³ per il filler U_d e 2,70 Mg/m³ per il filler FF;
- altezza del filler compattato con un determinato numero di colpi: 22,60 mm per il filler U_d e 12,37 mm per il filler FF.

Si considera perciò un'aliquota di bitume "fissato" nei vuoti fra le particelle di filler e un'altra parte di bitume "libero", che caratterizza il comportamento reologico della miscela.

I valori di entrambi i filler ricadono all'interno del range 28% ÷ 55% definito dalla norma UNI EN 13043 e ci si attende che il filler U_d conferisca una maggiore rigidità alla miscela bituminosa.

Determinazione delta Ring & Ball [°C] UNI EN 13179-1	
Filler U_d	Filler FF
32,0	8,0

Tabella 5.4: Risultati della prova Ring & Ball per il filler U_d e per il filler FF

La prova Ring & Ball (Palla & Anello) permette di calcolare la variazione di temperatura di un bitume dopo essere stato miscelato con filler in un rapporto percentuale in volume di bitume e filler rispettivamente del 62,5% e 37,5%. Il delta palla-anello si ottiene facendo la differenza fra le temperature note:

- temperatura di rammollimento del bitume: 47,5°C per il filler U_d e per il filler FF;

- temperatura di rammollimento di bitume + filler: 79,3°C per il filler U_d e 55,5°C per il filler FF.

Dalla tabella 5.4 è possibile osservare come la presenza di una maggiore percentuale di particelle fini nel filler U_d provochi un aumento di diversi gradi della temperatura di rammollimento della miscela. Infine, è evidente la correlazione fra il delta palla-anello e la percentuale di vuoti Rigden: più è alta la porosità (cioè il valore dei vuoti ottenuto con la compattazione mediante apparecchio Rigden), più il bitume si irrigidisce, mostrando un'elevata temperatura di rammollimento.

Solamente il valore del filler calcareo (FF) ricade all'interno dell'intervallo $8 \div 16^\circ\text{C}$ indicato nella norma UNI EN 13043 di riferimento. Ciò significa che il filler U_d , a causa dell'elevata superficie specifica, aumenta sensibilmente la temperatura di rammollimento del mastice.

Determinazione del contenuto d'acqua [%] UNI EN 1097-5	
Filler U_d	Filler FF
4,65	0,20

Tabella 5.5: Percentuale del contenuto d'acqua del il filler U_d e del filler FF

Il contenuto d'acqua, ovvero la massa d'acqua libera totale presente all'interno di una porzione di prova del filler, si determina come differenza fra la massa umida e la massa essiccata, e si esprime come percentuale della massa essiccata. I valori riportati in tabella 5.5 derivano da:

- massa iniziale del filler: 52,42 g per il filler U_d e 53,83 g per il filler FF;
- massa del filler essiccato: 50,09 g per il filler U_d e 53,72 g per il filler FF.

Il limite imposto dalla norma UNI EN 13043 è dell'1%, per cui solo il filler calcareo risulta idoneo. Il valore più elevato del contenuto d'acqua nel caso del filler U_d può essere causato da un'esposizione prolungata ad un ambiente umido durante lo stoccaggio in magazzino, il trasporto, oppure dalle caratteristiche tendenzialmente igroscopiche delle superfici delle particelle e dalla propensione della bentonite ad adsorbire acqua.

Test del blu di metilene [g_{BLU}/kg_{FILLER}] UNI EN 933-9	
Filler U_d	Filler FF
33,3	6,7

Tabella 5.6: Risultati del test del blu di metilene per il filler U_d e per il filler FF

Il principio alla base del test del blu di metilene consiste nel quantificare la capacità di adsorbimento del filler misurando la presenza di colorante libero non assorbito e la sua relativa quantità, osservando la macchia e l'alone generati su una carta da filtro. Poiché la quantità di colorante di blu di metilene assorbita complessivamente dalla porzione di filler, al termine del test, risulta essere direttamente correlata al numero di fini contenuti all'interno del campione stesso, la prova fornisce indicazioni sulla presenza di particelle fini all'interno di esso. I valori riportati in tabella 5.6 si hanno partendo dai seguenti valori:

- massa della porzione di prova: 30,0 g per il filler U_d e 30,0 g per il filler FF;
- volume totale di colorante aggiunto: 100,0 ml per il filler U_d e 20,0 ml per il filler FF.

Si osserva dai risultati finali che il filler U_d contiene una percentuale di particelle fini maggiore di quella presente nel filler calcareo.

Determinazione dell'idrosolubilità del filler [%] UNI EN 1744-1	
Filler U_d	Filler FF
17,98	0,50

Tabella 5.7: Percentuale di idrosolubilità del filler U_d e del filler FF

La determinazione dell'idrosolubilità del filler, espressa in percentuale, si determina attraverso estrazione con una parte di acqua pari a circa cinquanta volte la massa del filler stesso, successiva essiccazione e pesatura. I risultati ottenuti in tabella 5.7 derivano da:

- massa del filler prima dell'estrazione: 5,02 g per il filler U_d e 5,02 g per il filler FF;
- massa del filler dopo l'estrazione: 4,28 g per il filler U_d e 5,00 g per il filler FF.

La norma UNI EN 13043 suggerisce come valore limite della solubilità in acqua un valore pari al 10%, per cui solo il filler calcareo (FF) riscontra tale requisito. Nell'ambito dei conglomerati bituminosi, è preferibile l'impiego di filler aventi bassi valori di idrosolubilità affinché non si abbiano variazioni nelle funzioni di riempimento e di irrigidimento all'interno del mastice bituminoso durante l'intera vita utile.

Nei capitoli successivi verranno mostrati gli effetti che hanno avuto questi due tipi di filler all'interno di miscele bituminose drenanti in termini di resistenza meccanica, permeabilità, resistenza alle deformazioni permanenti e durabilità.

Capitolo 6

Analisi sperimentale: materiali, procedure di prova e attrezzature

Il seguente studio sperimentale si presta ad analizzare le caratteristiche prestazionali di conglomerati bituminosi realizzati con due diverse tipologie di filler: calcareo e di recupero. Il programma sperimentale si articola in una serie di fasi e di test da eseguire al fine di ottenere risultati confrontabili con la normativa di riferimento. Si è proceduto al confezionamento di miscele bituminose aventi gli stessi aggregati e legante modificato. La differenza si ha dal punto di vista del filler e dal rispettivo dosaggio in volume, infatti le terre bentonitiche presentano caratteristiche diverse dal filler tradizionale come si è visto nel capitolo precedente. I risultati finali, quali le proprietà meccaniche e volumetriche, verranno valutati tramite la normativa UNI EN 12697.

Questo capitolo ha lo scopo di descrivere gli inerti e il legante utilizzati per la realizzazione delle miscele prima di effettuare le prove sui provini. Successivamente, viene presentato l'inquadramento generale dello studio e il diagramma di flusso in cui sono riassunti i procedimenti trattati. Inoltre, vengono presentate le procedure di prova condotte su provini di conglomerato bituminoso realizzati con diversi tipi di filler sviluppate al fine di valutare il comportamento conglomerato bituminoso drenante applicato a pavimentazioni stradali.

I campioni vengono realizzati attraverso:

- pressa giratoria;
- compattatore Marshall.

Nell'intento di definire le caratteristiche prestazionali dei diversi conglomerati sono state effettuate prove di laboratorio in grado di determinare: il contenuto di vuoti, la resistenza a trazione indiretta, la sensibilità all'acqua, la perdita di particelle, la permeabilità verticale, il modulo ITSM e la resistenza alle deformazioni permanenti (creep test).

Ogni procedura di prova e le attrezzature utilizzate per valutare le diverse proprietà, che si trovano presso il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna, vengono discusse di seguito.

6.1 I materiali impiegati

Nei presenti paragrafi sono illustrati i materiali utilizzati per la realizzazione dei provini di conglomerato bituminoso. In particolare, vengono presentate le seguenti componenti:

- gli aggregati;
- il bitume.

La realizzazione dei provini e le successive prove a cui saranno sottoposti verranno presentate nei capitoli successivi.

6.1.1 Aggregati

Gli aggregati, secondo la definizione data dalle norme UNI EN 13242 e UNI EN 13043, sono materiali granulari utilizzati per opere di ingegneria civile e costruzione di strade [22, 23]. Essi possono essere:

- naturali: di origine minerale, sottoposti a lavorazione meccanica;
- artificiali: di origine minerale, derivanti da un processo industriale che implica una modificazione termica o di altro tipo;
- riciclati: provenienti dalla lavorazione di materiale inorganico precedentemente utilizzato nelle costruzioni.

Le dimensioni degli aggregati vengono di solito espresse sotto forma di (d/D) , dove: d è la dimensione del setaccio inferiore e D quella del setaccio superiore. Gli aggregati fini hanno dimensioni $d=0$ e $D \leq 6,3$ mm, mentre quelli grossi hanno $d \geq 1$ mm e $D > 2$ mm.

La normativa vigente non distingue i diversi tipi di aggregato: dal punto di vista della classificazione questi materiali sono da considerarsi identici, mentre dal punto di vista dell'impiego devono essere valutate le caratteristiche fisico-meccaniche. Queste ultime devono rientrare entro certi intervalli, soprattutto nel caso di quelli artificiali e riciclati. Non sempre è nota l'origine di questi (o più semplicemente si ritiene siano presenti inquinanti) ed è necessario che gli aggregati vengano valutati anche dal punto di vista chimico e tossicologico. In realtà, fissare l'attenzione sugli aggregati artificiali e riciclati non è del tutto giustificato perché esistono aggregati naturali che, a causa del luogo di provenienza, risultano più inquinati rispetto ai precedenti.

Per la classificazione degli aggregati deve essere eseguita l'analisi granulometrica secondo le norme UNI EN 933-1 e UNI EN 933-2 [24, 25]. Le norme europee stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante setacciatura. Si applica agli aggregati di origine naturale od artificiale, inclusi gli aggregati leggeri, fino ad una dimensione nominale di 63 mm, esclusi i filler. La prova consiste nel suddividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. Le dimensioni delle maglie ed il numero dei setacci sono scelti in base alla natura del campione ed alla precisione richiesta. Il procedimento adottato è il lavaggio seguito da setacciatura a secco. Quando il lavaggio può alterare le proprietà fisiche di un aggregato leggero, deve essere utilizzata la via secca.

Gli aggregati, oltre che per la loro origine, si classificano anche in base alle loro dimensioni e che siano dotati di spigoli vivi o arrotondati. Su di essi si possono fare una serie di prove volte ad accertare le proprietà fisiche. Preliminarmente all'esecuzione dei test deve essere svolta la campionatura secondo la norma UNI EN 932-1 [26]. Questa è un'operazione finalizzata a cogliere da una quantità maggiore di materiale una quantità minore che mantiene la sua rappresentatività.

Nel caso dei materiali tradizionali si fa riferimento all'aggregato lapideo naturale che può essere un materiale di frantumazione (frutto di una serie di trattamenti che sono eseguiti in impianto dove il materiale viene frantumato, selezionato e vagliato), o di origine alluvionale. Normalmente per un impiego nelle costruzioni stradali si tende a preferire l'aggregato di frantumazione poiché, a differenza dell'inerte alluvionale più arrotondato, si presenta spigoloso e di conseguenza è in grado di conferire alla miscela un maggior attrito interno, una maggior resistenza e migliori proprietà meccaniche.

Forniture

Gli inerti utilizzati per la realizzazione dei provini di conglomerato bituminoso provengono dallo stabilimento S.A.P.A.B.A. S.p.a. di Pontecchio Marconi (BO). Essi derivano dalla frantumazione di porfido e si presentano di colore grigio. Alcuni già preventivamente setacciati erano posti in sacchi con la sigla indicante le dimensioni granulometriche in mm; gli altri invece, non setacciati, erano posti in cassette in cui era indicata la frazione granulometrica di appartenenza.

Nelle tabelle seguenti vengono riportate le quantità di materiale disponibile in laboratorio. La tabella 6.1 mostra le quantità di aggregati, già privati del peso della cassetta, che devono essere setacciati.

Dimensioni (mm)	Massa (kg)
0/4	49,84
3/6	44,60
4/6	50,84
6/10	45,06
8/12	59,98
10/20	48,74

Tabella 6.1: Aggregati: pesatura I

La tabella 6.2 mostra invece le dimensioni granulometriche degli aggregati già sottoposti a setacciatura (trattenuto) e la loro massa.

Dimensioni (mm)	Massa (kg)
16	1,96
12,5	3,72
8	9,78
4	10,10
2	2,70
1	4,80
0,5	3,68
0,063	4,66

Tabella 6.2: Aggregati: pesatura II

L'aggregato filler, di natura calcarea, è stato fornito dalla stessa ditta in due sacchi da 10 kg, mentre la terra decolorante esausta digerita è stata fornita in un contenitore sigillato del peso di 9 kg.

6.1.2 Bitume modificato

Il bitume, può essere rappresentato come una dispersione colloidale di particelle asfalteniche, in una fase oleosa continua. Un bitume è "modificato" quando il suo comportamento reologico e le caratteristiche che lo contraddistinguono sono tendenzialmente assimilabili a quelle del polimero modificante utilizzato, avendo contemporaneamente salvato tutte le proprietà leganti originali della base bituminosa. I polimeri possono essere naturali (esempio: gomma naturale e cellulosa) o provenire da processi di sintesi, principalmente della petrolchimica. I principali polimeri sintetici di interesse per le modifiche dei bitumi si differenziano in: elastomeri (gomme sintetiche) e plastomeri (materie plastiche).

L'esperienza ha dimostrato, già dagli anni '80, che le carenze in deformabilità visco-plastica e in durata a fatica delle miscele erano legate più alla natura del bitume che alle carenze nella preparazione e nella messa in opera dei conglomerati bituminosi [27]. Aggiungendo sostanze di natura diversa, utilizzando sistemi meccanici e/o chimici, in condizioni particolari di temperatura, si può modificare il comportamento e la natura originale. Si hanno così due categorie:

- quella a modifica meno potente denominata "Soft" di costo contenuto, tesa a migliorare l'adesione del bitume agli inerti, a ridurre la deformabilità ai carichi lenti ed anche ad un certo miglioramento della durata a fatica non sempre presente;
- quella a modifica forte denominata "Hard", più costosa, per prestazioni elevatissime sempre di adesione, ma con spiccati aumenti di durata alla fatica e di elasticità estesa ad una più vasta gamma di temperature.

I bitumi modificati, a parità di valore di penetrazione, hanno, rispetto ad un bitume tradizionale, un intervallo di elastoplasticità mediamente più elevato (tra 15 ÷ 20°C). Il polimero conferisce al bitume ottime resistenze all'invecchiamento, alla deformazione, alla fatica e ne riduce la fragilità alle basse temperature. Inoltre, vi è un aumento della coesione e adesione agli inerti e una maggiore viscosità. In un conglomerato la presenza del polimero consente un miglior assorbimento delle sollecitazioni cicliche indotte dal traffico veicolare e questo si traduce in una maggiore resistenza alla fatica. La componente elastica del bitume modificato determina una spiccata reversibilità alle deformazioni sotto l'azione del traffico e quindi limita la formazione di deformazioni residue (ormae). Inoltre, conferisce maggiore resistenza all'acqua, al refluo e alla propagazione delle fessure. La miscela bituminosa subirà sempre un incremento di viscosità variante con il peso molecolare

del polimero e con la sua concentrazione. Ogni modificante contribuirà ad ampliare l'intervallo di elasto-plasticità della miscela (intervallo utile d'uso) compreso fra il punto di fragilità a freddo e il punto di rammollimento a caldo. In funzione della loro natura, alcuni polimeri avranno effetti più specifici nell'area delle basse temperature e altri nella zona opposta [28].

Dal punto di vista economico, un bitume modificato, in funzione delle caratteristiche del prodotto, costa due o tre volte in più rispetto ad un bitume tradizionale. Certe applicazioni, come quelle dei manti drenanti, possono essere realizzate solo ed esclusivamente con l'impiego di bitume modificato; è pertanto difficile e improponibile il confronto con le applicazioni tradizionali. Poiché è noto che le pavimentazioni in bitume modificato hanno una vita utile d'esercizio di gran lunga superiore rispetto alle pavimentazioni realizzate con bitume tradizionale, accade che il maggiore onere iniziale si traduce in realtà in un notevole risparmio nel tempo, al quale si aggiungono i minori disagi per l'utente in seguito ai minori interventi di manutenzione, minori danni all'ambiente, minor spreco di risorse finanziarie e maggiore sicurezza.

Drenoval HARD M

Lo studio sperimentale è stato realizzato utilizzando per ogni miscela il medesimo bitume in modo da poter comparare i risultati ottenuti mantenendo invariata questa componente. Il legante che è stato scelto, denominato Drenoval Hard M, è un bitume modificato con polimeri termoplastici elastomerici SBS (modifica HARD). Esso è stato fornito dalla ditta Valli Zabban, con sede in Bologna, ed è adatto per conglomerati bituminosi drenanti.

In Allegato A e B sono riportate le caratteristiche prestazionali, le condizioni operative e la marcatura CE, utili per una corretta posa di conglomerati bituminosi confezionati con tale bitume.



Figura 6.1: Legante Drenoval Hard M

6.2 Inquadramento generale

Il lavoro di tesi si articola nelle fasi principali elencate di seguito:

1. Determinazione della curva granulometrica;
2. Setacciatura del materiale;
3. Dosaggio in volume del filler U_d ;
4. Realizzazione dei provini;
5. Esecuzione delle prove.

Il diagramma di Gantt, riportato in Allegato C, schematizza i periodi temporali durante i quali si sono svolte le attività di laboratorio.

6.3 Provini

In questo studio sono state analizzate due miscele bituminose realizzate con filler calcareo e filler U_d . I provini realizzati sono in totale 30, di cui: 24 compattati con pressa giratoria e 6 con compattatore Marshall. Nella tabella 6.3 è possibile osservare il numero di campioni confezionati per le varie prove.

Test	Provini FF	Provini U_d	g
Prove sul bitume	/	6	4500
ITS	3	3	4500
Vuoti	3	3	4500
Permeabilità	/	/	
ITSM	/	/	
Creep	/	/	
Suscettibilità	3	3	4500
Cantabro	3	3	1200

Tabella 6.3: Numero di provini realizzati per i vari test

Per i test sulla permeabilità, il modulo ITSM e il creep test si sono utilizzati gli stessi provini per la determinazione dei vuoti, opportunamente tagliati.

6.4 Diagramma di flusso

Nel seguente paragrafo viene presentato, tramite un diagramma di flusso, il programma sperimentale scelto, in cui vengono indicati i procedimenti trattati.

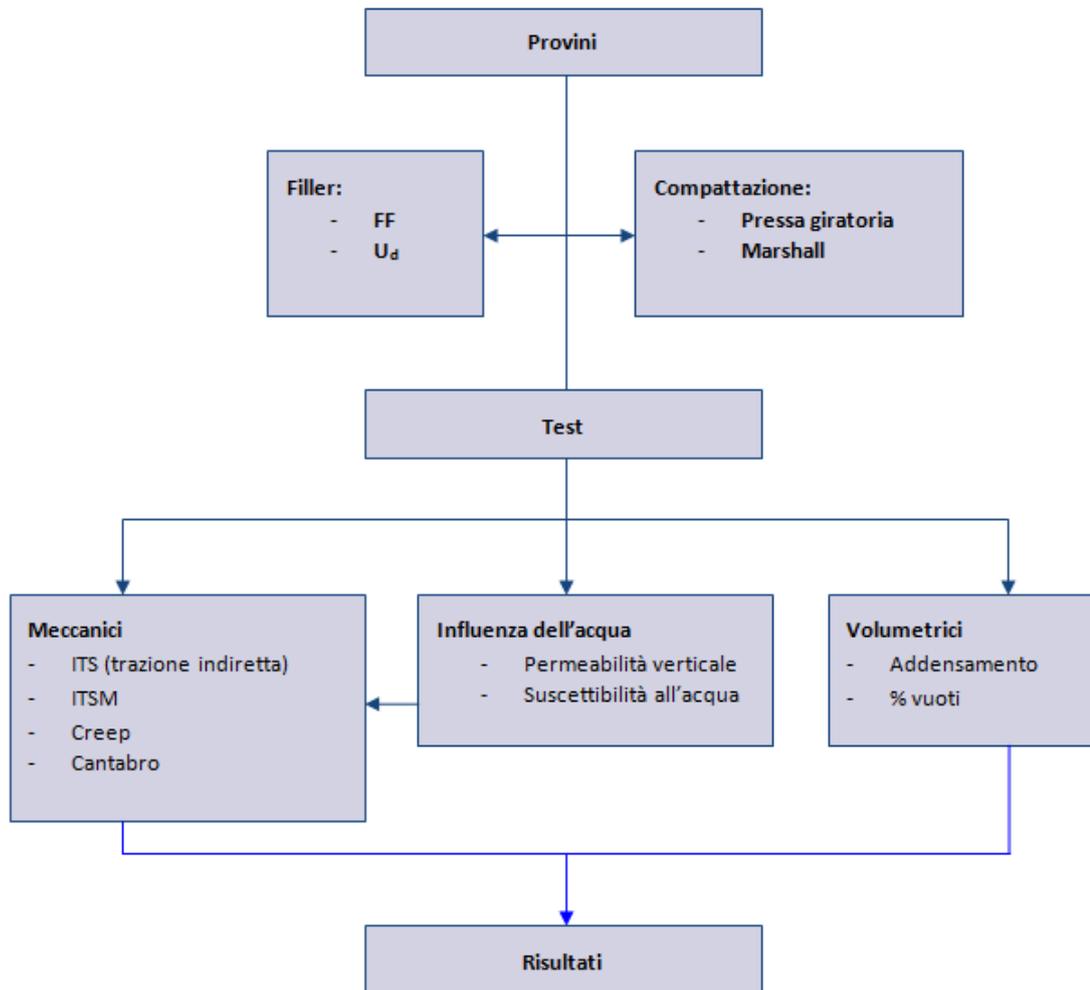


Figura 6.2: Diagramma di flusso

6.5 Specifiche tecniche dei materiali

Nel seguente paragrafo vengono illustrate, in dettaglio, le modalità di esecuzione, i requisiti di accettazione dei materiali e dei componenti, le specifiche di prestazione e le modalità di prova a cui fare riferimento in caso di realizzazione di un conglomerato bituminoso drenante. La normativa di riferimento, alla base del seguente studio, è quella riportata nel Capitolato Speciale d'Appalto, Parte Seconda, di Autostrada del Brennero [29].

6.5.1 Aggregati lapidei

Il prelievo degli inerti da sottoporre ad analisi deve essere effettuato in conformità alla norma UNI EN 932-1 "Metodi di campionamento degli aggregati" [26]. Ciascuna classe granulometrica deve essere costituita da elementi provenienti dalla frantumazione di rocce ignee effusive e piroclastiche.

Si suddividono in aggregati grossi, fini e filler. L'aggregato grosso, appartenente alla classe granulometrica compresa tra $d > 2$ mm e $D \leq 45$ mm; deve essere ottenuto dalla frantumazione di rocce ignee (Porfido quarzifero o Andesite); deve essere costituito da pietrischetti e graniglie privi di elementi in fase di alterazione, polvere o materiali estranei, gli elementi dovranno essere puliti, approssimativamente poliedrici, con spigoli vivi, a superficie ruvida. I materiali, ottenuti dovranno soddisfare i requisiti riportati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE DELL'AGGREGATO GROSSO (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13043)
Petrografia (per la classe granulometrica >4 mm)	UNI EN 932-3	-	-	Rocce ignee (Porfido quarzifero o Andesite)	-
Dimensione massima	UNI EN 933-1	D_{max}	mm	<20	-
Requisito di granulometria	UNI EN 933-1	G_C	%	-	G_{C90-10}
Resistenza alla frammentazione	UNI EN 1097-2	LA	%	≤ 18	LA_{20}
Resistenza alla levigazione	UNI EN 1097-8	PSV	-	$\geq 0,45$	PSV_{44}
Resistenza al gelo/disgelo	UNI EN 1367-1	F	%	≤ 1	F_1
Percentuale di superfici frantumate	UNI EN 933-5	C	%	100	$C_{100/0}$
Affinità ai leganti bituminosi	UNI EN 12697-11	-	%	<5	-
Coefficiente di appiattimento	UNI EN 933-3	FI	%	≤ 10	FI_{10}

Con riferimento alle caratteristiche dei materiali lapidei ed in considerazione dei risultati delle prove di prequalificazione e delle effettive disponibilità dei materiali nel mercato, mentre si conferma che ad una perdita di peso con la prova Los Angeles del 18% può corrispondere una Resistenza alla levigazione pari a 0,45; vengono considerati accettabili superiori valori di prova Los Angeles qualora eventualmente vengano migliorati i valori di PSV secondo la seguente tabella:

CARATTERISTICHE FISICHE DEGLI AGGREGATI GROSSI (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)	
RESISTENZA ALLA FRAMMENTAZIONE (LA)	RESISTENZA ALLA LEVIGAZIONE (PSV)
≤ 18%	≥ 0,45
≤ 22%	≥ 0,47
Non saranno accettati materiali con Los Angeles > 22%.	

L'aggregato fine appartiene alla classe granulometrica compresa tra $d > 0,063$ mm e $D < 2$ mm con denominazione G_F 85; deve essere costituito da sabbie di frantumazione e privo di elementi in fase di alterazione, polvere o materiali estranei. È ammesso l'impiego di aggregati fini in frazione unica con dimensione massima $D=4$ mm con denominazione G_A 90. I materiali dovranno soddisfare i requisiti riportati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE DELL'AGGREGATO FINE (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13043)
Passante al setaccio 0,063	UNI EN 933-1	f	%	< 10	f ₁₀
Equivalentente in sabbia	UNI EN 933-8	SE	%	>70	-

Il filler appartiene alla classe costituita in prevalenza da particelle passanti al setaccio 0,063 mm e deve provenire preferibilmente dalla frantumazione di rocce calcaree. Possono essere utilizzati anche cemento, calce idrata, calce idraulica, polvere di roccia asphaltica e ceneri volanti. Nella seguente analisi sperimentale si utilizzano due differenti tipologie di filler. Il primo è di tipo calcareo, mentre il secondo è un filler bentonitico digestato. In seguito verranno esaminate e confrontate le caratteristiche prestazionali di miscele bituminose realizzate con i due diversi filler.

I materiali dovranno soddisfare i requisiti riportati nella seguente tabella:

CARATTERISTICHE DELL'AGGREGATO FILLER (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13043)
Passante al setaccio 2 mm	UNI EN 933-10	-	%	100	-
Passante al setaccio 0,125 mm	UNI EN 933-10	-	%	da 85 a 100	-
Passante al setaccio 0,063 mm	UNI EN 933-10	-	%	da 70 a 100	-
Indice di plasticità	UNI CEN ISO/TS 1789-12	-	-	N.P.	-
Porosità del filler compattato (Ridgen)	UNI EN 1097-4	V	%	da 28 a 45	V _{28/45}
Palla anello (filler/bitume=1,5)	UNI EN 13179-1	$\Delta_{R\&B}$	%	> 8	$\Delta_{R\&B/16}$

Per il confezionamento del conglomerato bituminoso è possibile utilizzare filler d'apporto e calce idrata o filler d'apporto e microfibre. Qualora il Produttore utilizzi la prima soluzione, il tenore di calce idrata da inserire è del 2% rispetto al peso della miscela. Qualora decida di utilizzare la seconda soluzione, devono essere utilizzate fibre di pura cellulosa compressa in granuli, eventualmente prebitumati, aventi lunghezza media di μm 200/300 e densità g/l 400/500. Queste devono essere inserite nel conglomerato in fase di miscelazione e dosate in ragione dello 0,3% rispetto al peso degli aggregati. La scelta della soluzione da adottare è a discrezione della Direzione Lavori sulla base dei risultati ottenuti in fase di validazione della composizione ottimale con riferimento ai valori ottenuti relativi al requisito del drenaggio del legante.

6.5.2 Legante

Il legante bituminoso da utilizzare deve essere ad alta viscosità ottenuto dalla fusione di bitume semisolido con polimeri elastomerici o plastomerici che ne modificano la struttura chimica e le caratteristiche fisiche e meccaniche in conformità alla norma UNI EN 58-1 "Metodi di campionamento dei leganti bituminosi" [30]. Il bitume modificato ad alta viscosità, del tipo 50/70 modificato (tipo HARD), deve essere conforme alla Norma UNI EN 14023 [31] e deve presentare le seguenti caratteristiche:

CARATTERISTICHE DEL BITUME MODIFICATO HARD (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)			
REQUISITO	METODO DI PROVA	UM	VALORE LIMITE
Penetrazione a 25°C	UNI EN 1426	dmm	da 50 a 70
Punto di rammollimento (palla anello)	UNI EN 1427	°C	≥ 65
Punto di rottura (Fraass)	UNI EN 12593	°C	≤ -20
Ritorno elastico a 25 °C	UNI EN 13398	%	> 75
Stabilità allo stoccaggio (3 gg a 180°C)	UNI EN 13399	°C	< 0,5
Viscosità dinamica a 160 °C, $\dot{\gamma}=10s^{-1}$	UNI EN 13702-2	Pa*s	da 0,30 a 0,50
RESISTENZA ALL'INVECCHIAMENTO			
Rapporto tra la penetrazione residua, dopo invecchiamento accelerato, e la penetrazione originaria, a 25°C. (RTFOT UNI EN 12607-1)	UNI EN 1426	%	≥ 60
Ritorno elastico a 25 °C (RTFOT UNI EN 12607-1)	UNI EN 13398	%	> 50
Incremento del Punto di rammollimento (RTFOT UNI EN 12607-1)	UNI EN 1427	°C	< 5
Scostamento tra la Penetrazione residua, dopo "tuben test", e la Penetrazione originaria, a 25°C. (UNI EN 13399)	UNI EN 1426	Δ dmm	< 5
Scostamento tra il punto di Rammollimento, dopo "tuben test", ed il Rammollimento originario. (UNI EN 13399)	UNI EN 1427	Δ °C	< 3

6.5.3 Miscela

La miscela ottimale degli aggregati lapidei deve avere una composizione granulometrica, determinata in conformità alle norme UNI EN 933-1 e UNI EN 12697-2 [24, 32], compresa nei limiti del fuso riportato nella seguente tabella:

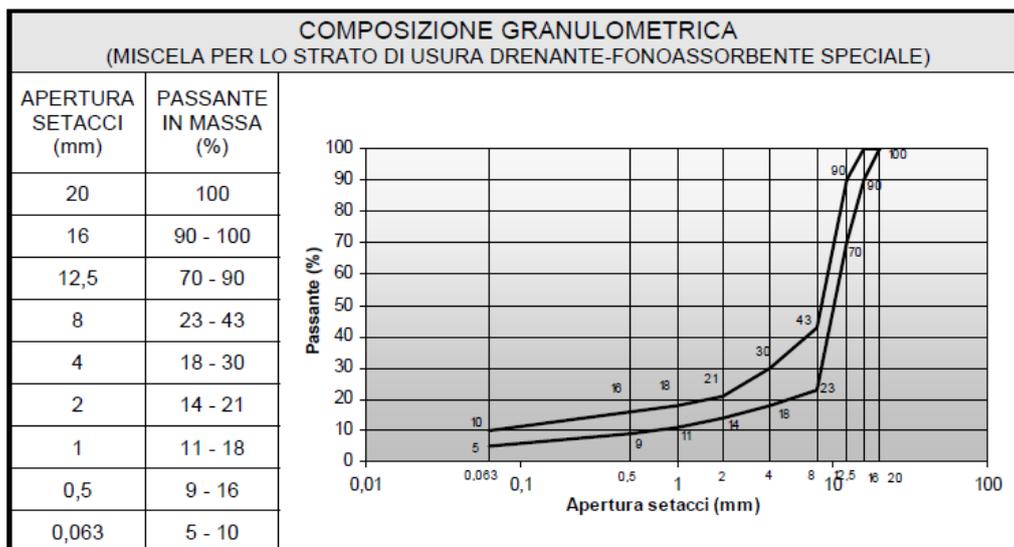


Tabella 6.4: Composizione granulometrica della miscela

La miscela ottimale deve avere un contenuto minimo di legante secondo quanto riportato nella seguente tabella:

CONTENUTO MINIMO DI LEGANTE (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-7)
Contenuto di legante (riferito alla miscela)	UNI EN 12697-1 e 39	B _{min}	%	≥4,4	B _{min4.4}

Tabella 6.5: Contenuto minimo di legante nella miscela

I risultati delle prove svolte in laboratorio devono essere conformi ai requisiti del conglomerato bituminoso, da impiegare nello strato di usura drenante e fonoassorbente, riportati nella tabella 6.6.

CARATTERISTICHE DELLA MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE					
REQUISITO	METODO DI PROVA	SIMBOLO	UM	VALORE LIMITE	CATEGORIA (UNI EN 13108-7)
Contenuto massimo di vuoti residui	UNI EN 12697-8 UNI EN 12697-6D UNI EN 12697-5A	V _{max}	%	<18	V _{max18}
Contenuto minimo di vuoti residui	UNI EN 12697-8 UNI EN 12697-6D UNI EN 12697-5A	V _{min}	%	<14	V _{min14}
Resistenza a trazione indiretta	UNI EN 12697-23	ITS	N/mm ²	>0,6	-
Sensibilità all'acqua	UNI N 12697-12	ITSR	%	>75	ITSR ₈₀
Perdita di particelle	UNI EN 12697-17	PL	%	<25	PL ₃₀
Drenaggio del legante	UNI EN 12697-18	D	%	0	D ₀
Permeabilità verticale	UNI EN 12697-19	K _v	10 ⁻³ m/s	>2,5	K _{v2,5}
<p>Il metodo di preparazione del campione ed il contenuto dei vuoti dovranno essere determinati in conformità alla norma UNI EN 13108-20.</p> <p>Le condizioni di prova mediante Pressa giratoria sono:</p> <ul style="list-style-type: none"> • angolo di rotazione: 1,25° +0,02°; • velocità di rotazione: 30 rotazioni/minuto; • pressione verticale: kPa 600; • diametro del provino: mm 150; • giri: n° 80. <p>Le condizioni di prova mediante compattatore Marshall:</p> <ul style="list-style-type: none"> • provini costipati con 75 colpi di maglio per faccia 					

Tabella 6.6: Caratteristiche della miscela

Al fine di impedire un eccessivo riscaldamento con perdita irreparabile delle caratteristiche visco-elastiche del legante, devono essere effettuati dei controlli periodici della temperatura della miscela finita. I limiti della temperatura, massimo in produzione e minimo alla stesa, devono essere conformi ai valori riportati nella seguente tabella:

LIMITI DELLA TEMPERATURA (MISCELA PER LO STRATO DI USURA DRENANTE-FONOASSORBENTE SPECIALE)				
REQUISITO	METODO DI PROVA	UM	VALORE MINIMO (alla stesa)	VALORE MASSIMO (alla produzione)
Temperatura della miscela	UNI EN 12697-13	°C	≥150	≤180

Nel Capitolato sono riportate anche le caratteristiche dimensionali, le prove per determinare la regolarità superficiale e l'aderenza dello strato. Tuttavia, queste non vengono prese in considerazione in quanto esulano da quanto previsto dal seguente studio.

6.6 Pressa giratoria

La pressa giratoria SGC (Superpave Gyrotory Compactor) è un ottimo strumento per la realizzazione in laboratorio di provini in conglomerato bituminoso con caratteristiche analoghe a quelle di campioni prelevati in-situ. Il lavoro che il macchinario va a svolgere è quello di applicare al provino un carico di compattazione e al contempo un moto rotatorio nel quale i rispettivi assi di applicazione delle risultanti non sono coincidenti. Questa combinazione delle azioni fa sì che a ogni rotazione vi sia all'interno del provino un riassetamento della struttura minerale che si manifesta con un aumento della densità e un abbassamento del provino.

La prova permette di ottenere provini con caratteristiche di addensamento che rispecchiano una determinata condizione che si realizza in-situ durante la vita utile dell'opera. Vengono perciò definiti dei valori di energia di compattazione (N_1, N_2, N_3) che corrispondono a momenti significativi:

- N_1 = numero di giri della pressa giratoria che permette di ottenere un addensamento del provino pari a quello che si vuole avere a inizio stesa e compattazione, a tergo della vibro finitrice.
- N_2 = numero di giri della pressa giratoria che permette di ottenere un addensamento del provino equivalente alla situazione a fine compattazione su strada, dopo il passaggio dei rulli gommati e dei rulli lisci.
- N_3 = numero di giri della pressa giratoria che permette di ottenere un addensamento del provino pari a quello che si vuole avere a fine vita utile della pavimentazione, dove comunque è richiesta la presenza di una piccola percentuale di vuoti.

La normativa americana, da cui è nato il Superpave, fissa il valore di progetto N_2 in relazione al traffico pesante che transiterà su quella determinata strada nell'arco della vita utile e alla stazionarietà o meno dei mezzi (se vi è un elevato traffico pesante il materiale deve essere in grado di rispondere bene anche per elevate frequenze di carico). Il valore di progetto N_2 risulterà tanto maggiore quanto più è elevato il passaggio di mezzi pesanti e se il CB viene realizzato per la sosta prolungata di mezzi pesanti, perché il carico permanente è quanto di più nefasto ci possa essere per la resistenza all'ormaiamento. Il valore iniziale N_1 e il valore massimo N_3 si trovano mediante le seguenti relazioni:

$$\log N_1 = 0,45 \log N_2$$

$$\log N_3 = 1,10 \log N_2$$

Ricopre un ruolo importante all'interno della miscela la percentuale di vuoti che si andranno ad ottenere per i vari valori di energia di compattazione predefiniti, questi valori non dovranno essere né troppo alti (cedimenti) né troppo bassi (ormaiamento). Uno strato di usura drenante deve avere il 20% di vuoti (circa 1/5 del volume di CB è rappresentato da aria) perciò la resistenza risulterà molto inferiore a un CB tradizionale. Ne consegue che, l'energia di compattazione deve essere inferiore perché non può essere usato come CB strutturale. Questo materiale fornisce ottime prestazioni in caso di pioggia, ma non è in grado di fornire resistenza e portanza ed è per questi motivi che il CB drenante viene realizzato con bitume modificato.

Affinché si possano raggiungere questi risultati è importante tenere sotto controllo, oltre allo stato di compattazione finale, anche l'andamento nel tempo della compattazione e questo viene realizzato attraverso la curva di compattazione che mette in relazione il numero di giri di compattazione con la percentuale di densità massima raggiunta dal provino. La curva oltre a definire il grado di compattazione iniziale, di progetto e massimo fornisce informazioni sul comportamento dell'aggregato all'interno della miscela, infatti a curve con pendenze elevate e valori bassi di densità iniziale corrisponde un buon attrito interno fra gli aggregati.

È importante che la curva granulometrica dell'aggregato, che tende a seguire la linea di massima densità, eviti alcune zone vietate caratterizzate da eccessivi quantitativi di sabbie fini. Le sabbie influiscono sia sulla compattabilità durante la posa in opera che sulla resistenza alle deformazioni permanenti.

6.6.1 Strumentazione

Le caratteristiche della strumentazione utilizzata per realizzare la prova e le procedure da seguire sono definite attraverso la norma europea UNI EN 12697-10 e 31 per quanto riguarda il grado di compattazione e la preparazione del provino di conglomerato bituminoso [33, 34]. Le caratteristiche del macchinario sono riportate in figura 6.3.

Tale apparecchiatura è in grado di applicare simultaneamente al provino:

- una pressione verticale (attraverso il pistone di carico);
- un moto rotatorio attorno ad un asse inclinato rispetto alla verticale.

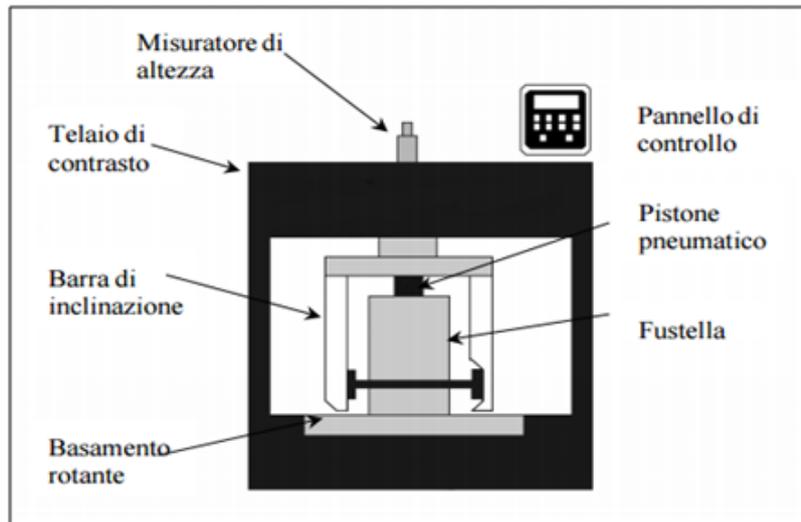


Figura 6.3: Componenti della pressa giratoria

In particolare:

- Angolo di rotazione esterno: $1,25^\circ \pm 0,02^\circ$;
- Velocità rotazionale di 30 giri/min;
- Pressione verticale di compattazione di 600 kPa;
- Provini cilindrici di 150 mm di diametro.

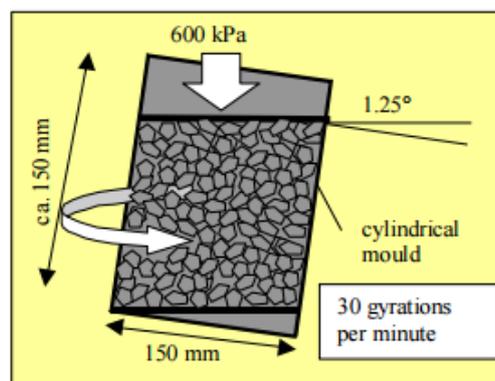


Figura 6.4: Pressa giratoria

Come descritto in precedenza, vengono definite le tre energie di compattazione N_1 , N_2 ed N_3 misurate dal numero di rotazioni compiute dal provino, a queste si fanno corrispondere dei valori di densità C_1 , C_2 e C_3 espresse come percentuale della densità massima del provino realizzato con una percentuale di vuoti pari a zero.

È possibile determinare una correlazione lineare fra densità del provino e il numero di giri della pressa tramite la formula:

$$C(\%) = C_1(\%) + K \cdot \ln(N)$$

Dove C_1 è la densità iniziale e K la compattabilità, entrambe determinate sperimentalmente.

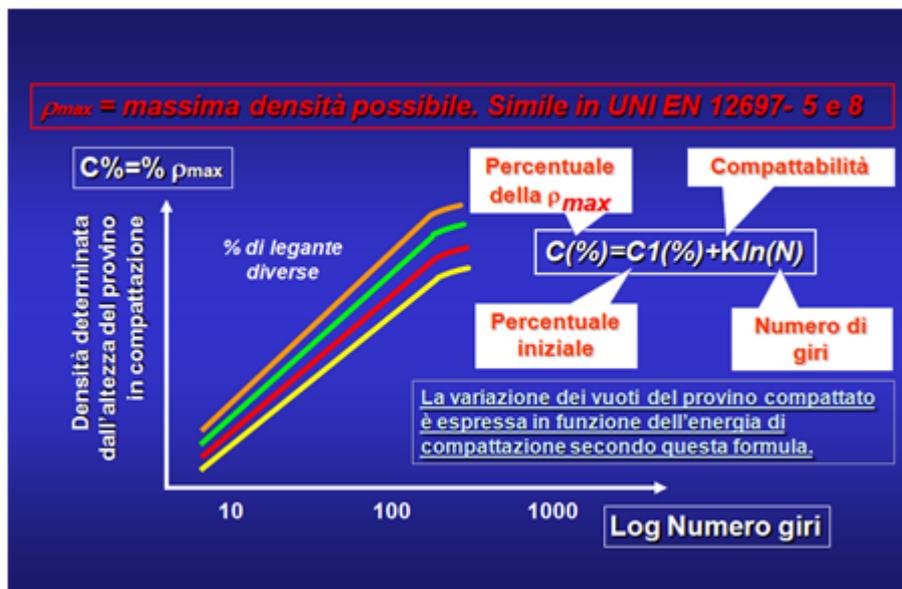


Figura 6.5: Correlazione lineare fra la densità del provino e il numero di giri della pressa

È possibile osservare che più K è elevata più il materiale è facilmente addensabile. Le diverse curve rappresentano la diversa percentuale di legante. La densità, determinata per ogni numero di giri per ogni provino, tende ad aumentare all'aumentare della percentuale di legante. A parità di miscela, si passa dalla curva gialla a quella arancione all'aumentare della percentuale di legante.

6.6.2 Fasi esecutive

La miscela bituminosa viene realizzata attraverso la combinazione dell'aggregato riscaldato, precedentemente selezionato in base alla curva granulometrica, e il bitume. Questi vengono uniti e miscelati mediante un apposito mescolatore che rende la miscela uniforme ad una temperatura di circa 180°C. Successivamente la miscela viene posta in forno per un massimo di 2 ore affinché il bitume venga assorbito dalla superficie dell'aggregato e si verifichi un invecchiamento a breve termine. È bene eseguire questa fase poiché il CB appena mescolato non viene subito messo in opera, ma vi è sempre un trasporto di circa 30 minuti e un fase in cui il materiale viene stoccato a caldo prima della stesa (circa 2 ore di tempo tra il momento in cui viene mescolato e il momento in cui viene messo in opera). Questa fase di successivo stoccaggio e invecchiamento a breve termine, oltre a simulare la realtà, riduce anche la variabilità dei risultati sperimentali.

Al termine di queste operazioni di preparazione il provino è pronto per essere inserito nella pressa giratoria e sottoposto alla prova. Durante la prova mentre il pistone pneumatico applica il carico verticale, che rimane costante, la pressa ad ogni rotazione misura l'altezza del provino mediante un misuratore elettronico, che tramite una scheda di acquisizione dati registra i dati di altezza e di numero di giri. Successivamente l'elaboratore elettronico fornirà una serie di parametri riguardante il peso del provino grazie ai quali si determinano i parametri volumetrici della miscela.

6.7 Compattatore Marshall

La Norma UNI EN 12697-30 descrive un metodo per ricavare dei provini cilindrici da miscele bituminose mediante compattazione a impatto, utilizzati poi per la determinazione di caratteristiche tecnologiche [35].

La procedura di compattazione è di tipo impulsivo ed il campione viene compattato tramite colpi imposti da un apposito macchinario (compattatore Marshall, Figura 6.6) sulle facce di base, cercando di riprodurre in funzione del numero di colpi inferto il livello di traffico a cui la pavimentazione sarà sottoposta.

Per ogni campione vengono preparati 1180 ± 5 g di miscela che viene collocata in forno alla temperatura, pari a quella di compattazione (T_c), determinata in funzione della viscosità del bitume utilizzato per un periodo di almeno $45 \div 60$ minuti.

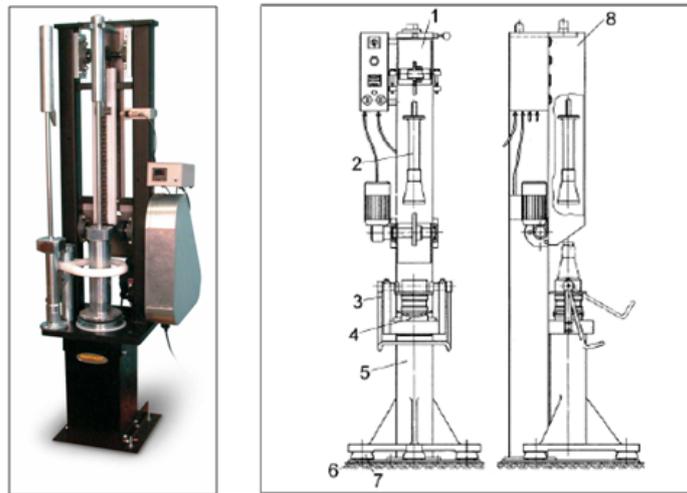


Figura 6.6: Compattatore Marshall: 1) Apparato di base con motore di sollevamento per la massa scorrevole e conta-impatti; 2) Martello compactatore con guida; 3) Sistema di chiusura; 4) Stampo di base; 5) Base del compactatore; 6) Base in acciaio; 7) Piede; 8) Schermatura

Il raggiungimento di una temperatura minore porterebbe ad un insufficiente addensamento durante la procedura e quindi un provino dalle qualità inferiori. Dall'altra parte, un riscaldamento eccessivo in stufa porterebbe ad un invecchiamento precoce della miscela bituminosa, compromettendo le sue caratteristiche prestazioni. La miscela calda deve essere prelevata dal forno e posizionata all'interno appositi stampi cilindrici di diametro interno pari a $101,6 \pm 0,1$ mm. Il peso del campione è scelto in funzione dell'altezza che si vuole ottenere per il provino, la quale deve essere pari a $63,5 \pm 2,5$ mm.

Una volta inserito il campione si procede al suo mescolamento affinché gli aggregati di diametro maggiore, per effetto della gravità, si dispongano tutti nella parte inferiore dello stampo lasciando quelli fini (quali filler e sabbia fine) nella parte superiore. Il mancato mescolamento della miscela porta come risultato un provino avente caratteristiche discontinue lungo lo spessore. Posizionato correttamente lo stampo sopra la base del compactatore, si procede bloccandolo con un sistema di chiusura ad eccentricità indispensabile a garantire una compattazione centrata. Porre lo stampo in una posizione errata non solo rischia di portare ad una compattazione non omogenea sulla faccia del provino ma anche al rischio che il martello impatti sul bordo dello stampo con conseguenti danni per l'intera macchina.

Verificata la posizione, si imposta lo strumento in funzione del numero di colpi che si vogliono realizzare, pari solitamente a 50 o 75 colpi, a seconda della tipologia di conglomerato e del suo utilizzo. Al termine di questo procedimento, il macchinario è pronto per lavorare correttamente quindi, dopo aver azionato il dispositivo di sicurezza che avviene chiudendo la schermatura del macchinario, si può procedere con la compattazione. Essa consiste nel lasciar cadere una massa battente (o martello compattatore) del peso di 4550 ± 20 g alla frequenza di 1,1 s da un'altezza di 460 ± 5 mm. Al termine dell'impatto, tramite un motore di sollevamento, il martello viene riportato nella posizione iniziale per poi essere lasciato cadere di nuovo. Terminata la compattazione, si estrae il provino dalla macchina e si ripete tutta la procedura facendo in modo tale che anche l'altra faccia del provino riceva lo stesso numero di colpi. In questo modo, il martello impatterà in tutto 150 volte sul provino (75 per ogni faccia) portando ad una compattazione standardizzata. Il tempo di compattazione di un provino deve essere relativamente breve, in modo tale che esso non si raffreddi all'interno dell'apparecchiatura. In più, bisogna evitare che le temperature alle quali le due facce vengono compattate non siano troppo differenti in modo tale da garantire un addensamento costante ed uniforme in tutto il provino.

Al termine il provino deve essere lasciato raffreddare per almeno 120 minuti a temperatura ambiente. Solo trascorso questo tempo può essere estruso dallo stampo per mezzo di una pressa idraulica che impone al campione un cedimento monodirezionale senza deformazioni, mantenendo così le facce del provino parallele ed evitando schiacciamenti. A questo punto il provino è pronto per essere sottoposto alle successive analisi.

6.8 Determinazione della massa volumica massima - *UNI EN 12697-5*

La massa volumica massima di una miscela bituminosa, secondo la norma UNI EN 12697-5 è la massa per volume unitario, senza vuoti d'aria, ad una temperatura di prova nota [36]. La densità massima, assieme a quella apparente, è usata per calcolare il contenuto di vuoti d'aria di un provino compattato e altre proprietà connesse alla volumetria di una miscela bituminosa compattata. La prova si esegue su campioni di miscela compattata pulita o lavata prima di essere posta in un locale ventilato a $110 \pm 5^\circ\text{C}$, essiccati fino a massa costante e successivamente separati. Il materiale deve essere separato in granuli e agglomerati grossolani di dimensioni non superiori a 6 mm; se la

miscela non è sufficientemente morbida per essere separata manualmente, si deve riscaldare su un vassoio in stufa ad una temperatura inferiore a 110°C, solamente fino al punto in cui può essere lavorata adeguatamente.

I procedimenti per la determinazione della massa volumica massima sono tre: volumetrico, idrostatico e matematico. Nello studio in esame si fa riferimento alla prima delle tre, utilizzando il picnometro. Il procedimento si suddivide nelle seguenti fasi:

- pesare il picnometro vuoto compresa la testa (m_1) di volume noto V_p ;
- collocare il provino essiccato nel picnometro e portarlo a temperatura ambiente, quindi pesarlo nuovamente, assieme alla testa (m_2);
- riempire il picnometro con acqua privata dell'aria o solvente, fino ad un massimo di 30 mm al di sotto del giunto della testa;
- evacuare l'aria intrappolata, generando un vuoto parziale di una pressione residua di 4 kPa o minore per 15 ± 1 minuti;
- fissare la testa e riempire con attenzione il picnometro con acqua privata di aria o solvente almeno fino al segno di riferimento sulla testa; - collocare il picnometro in un bagno d'acqua alla temperatura di prova uniforme nota per almeno 30 minuti, per portare la temperatura del campione e dell'acqua all'interno del picnometro allo stesso valore di quella del bagno d'acqua;
- riempire il picnometro fino al segno di misurazione con l'acqua;
- estrarre il picnometro dal bagno d'acqua, asciugare l'esterno e pesarlo immediatamente (m_3).

La formula per il calcolo della densità massima risulta essere:

$$\rho_{mv} = \frac{m_2 - m_1}{1000 \cdot V_p - (m_3 - m_2)/\rho_w} \quad (6.1)$$

dove:

m_1 , m_2 e m_3 sono le masse in g;

V_p è il volume noto del picnometro in m^3 ;

ρ_w è la massa volumica dell'acqua alla temperatura di prova in kg/m^3 .

6.9 Determinazione della massa volumica reale dei granuli di un aggregato - *UNI EN 1097-6*

La massa volumica reale dei granuli di un aggregato è la massa di un volume unitario di materiale solido, esclusi i pori esistenti all'interno dei granuli e si determina in conformità alla norma UNI EN 1097-6 [37].

La prova consiste nel prelevare un campione di materiale, costituente il provino precedentemente preparato, essiccarlo in forno a $110 \pm 5^\circ\text{C}$ e lasciarlo raffreddare fino a massa costante.

Il procedimento di prova si suddivide nelle seguenti fasi:

- pesare il materiale e riportarne il valore (p) in grammi;
- introdurre il materiale nel picnometro;
- versare nel picnometro acqua distillata fino a riempire il picnometro per metà e lasciare il materiale in acqua per almeno 4 ore;
- procedere all'estrazione dell'aria contenuta nell'acqua;
- sottoporre il contenuto del picnometro per 20 minuti ad un vuoto parziale, ossia ad aria avente una pressione $\leq 13,33$ kPa, avendo cura di agitare frequentemente il recipiente;
- fare bollire per 20 minuti il contenuto del picnometro, avendo cura di agitare frequentemente il recipiente;
- al raggiungimento dell'ebollizione lasciare raffreddare il picnometro a temperatura ambiente;
- versare nel picnometro altra acqua distillata disaerata di recente ed a temperatura ambiente, fino a raggiungere, con la superficie inferiore del menisco, la linea di fede del picnometro;
- asciugare accuratamente la parte interna superiore alla linea di fede e tutta la linea esterna del picnometro;
- pesare il picnometro e riportarne il valore (p_1) in grammi;
- inserire il bulbo del termometro al centro del recipiente e leggere con precisione di $0,5^\circ\text{C}$ la temperatura t ;
- svuotare il picnometro e riempirlo con altra acqua disaerata di recente avente temperatura t pari a quella letta in precedenza, fino a raggiungere, con la superficie inferiore del menisco, la linea di fede del picnometro;
- asciugare accuratamente la parte interna superiore alla linea di fede e tutta la linea esterna del picnometro;
- pesare il picnometro e riportarne il valore (p_2) in grammi.

La prova viene poi ripetuta nello stesso modo considerando il peso del

materiale umido.

La massa volumica reale dei granuli (γ_r), espressa allo 0,01 g/cm³ più prossimo, si determina con la seguente formula:

$$\gamma_r = \frac{p}{p + p_2 - p_1} \cdot \gamma_w \quad (6.2)$$

dove:

p è la massa dell'aggregato essiccato contenuto nel picnometro;

p_1 è la massa, alla temperatura t , del picnometro riempito di acqua distillata ed aggregato;

p_2 è la massa, alla temperatura t , del picnometro riempito di sola acqua distillata;

γ_w è la massa volumica dell'acqua distillata e areata alla temperatura t , indicata da normativa.

6.10 Determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei

La norma CNR B.U. 38 [38] riporta l'apparecchiatura di prova, i metodi esecutivi e le formule matematiche per la determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei. Lo scopo di tale prova è quello di separare il bitume dall'aggregato litico di un campione di miscela bituminosa onde procedere alla determinazione del quantitativo di bitume e poter eseguire eventuali altre prove sugli aggregati. I metodi riportati dalla norma sono due: estrazione a caldo e estrazione a freddo mediante centrifugazione. Nel seguente lavoro di tesi viene preso in considerazione il primo metodo utilizzando l'estrattore Soxhlet.

Le attrezzature necessarie per l'esecuzione della prova sono:

- un estrattore tipo Soxhlet corredato con apparecchio di riscaldamento atto a consentire una regolazione continua ed accurata della temperatura;
- stufa di essiccazione con regolazione termostatica della temperatura compresa fra $40 \div 150^\circ \pm 1^\circ\text{C}$
- bilancia di portata adeguata al peso del provino e di sensibilità non inferiore a 1/1000 del peso del provino stesso;
- bilancia della portata di 500 g, sensibilità 0,1 g;
- una centrifuga con velocità di centrifugazione regolabile non inferiore a 3000 giri al minuto, idonea a centrifugare non meno di 200 g di soluzione per volta;
- un essiccatore;

- una serie di capsule cilindriche di carta filtro a media velocità di filtrazione, di forma e dimensioni tale da poter essere contenute assieme ad un cestello metallico di sostegno, entro il corpo del Soxhlet;
- accessori vari quali: recipienti diversi di vetro o in metallo, cucchiai, spatole, etc.

Potranno essere impiegati i seguenti solventi: Tricloetilene (trielina), cloruro di metilene, tricloroetano 1-1-1 tetracloroetilene, cicloesano o altri idonei.

La preparazione del provino consiste nel porre il campione in stufa e scaldare a temperatura sufficiente per disgregarlo mediante cucchiaio o spatola e prelevare un quantitativo in peso di materiale, avendo cura di non alterare la rappresentatività del campione. Infine, il materiale deve essere essiccato in stufa a temperatura di circa 80°C fino a peso costante dopo averlo disposto sparso sul fondo di un largo recipiente.

L'esecuzione della prova prevede le seguenti fasi:

- disporre una capsula di carta filtro entro il cestello, essiccare in stufa a $110^{\circ} \pm 5^{\circ}\text{C}$ e raffreddare a temperatura ambiente nell'essiccatore;
- pesare l'insieme ed indicare con T la tara;
- disporre il materiale entro la capsula di carta filtro senza comprimerlo e pesare; sia P_1 tale peso;
- porre il cestello entro il corpo dell'estrattore disponendo al di sopra di questo il condensatore. Riempire il contenitore con un quantitativo sufficiente di solvente; montare l'insieme disponendolo sull'apparecchio di riscaldamento;
- scaldare in modo da portare il solvente ad ebollizione e mantenere in funzione l'apparecchio fino a che il solvente, dopo aver attraversato la miscela bituminosa, si presenti limpido o comunque con un colore giallo paglierino chiaro;
- lasciar raffreddare l'apparecchio, estrarre il cestello e disporlo in stufa a temperatura lievemente superiore a quella di ebollizione del solvente adoperato;
- raggiunto il peso costante raffreddare in essiccatore e pesare, sia P_2 questo peso;
- togliere l'aggregato dall'interno della capsula provvedendo a recuperare il materiale fino aderente alla carta filtro ed accantonarlo per la eventuale esecuzione di ulteriori prove sull'aggregato;
- far evaporare il solvente della soluzione bituminosa rimasta nel contenitore finché questa raggiunga un volume tale da essere contenuta entro le provette della centrifuga e travasarla totalmente entro dette provette, di cui si è provveduto a determinare la tara;
- centrifugare la soluzione per almeno 30 minuti alla velocità massima, to-

gliere le provette dalla centrifuga, decantare la soluzione avendo cura di non rimuovere il filler depositato sul fondo;

- porre ad essiccare le provette in stufa per rimuovere eventuali residui di solvente e pesare il filler rimasto con la bilancia; sia P_f il peso netto del filler dopo dedotta la tara delle provette.

Il peso di bitume P_b contenuto nella miscela è dato da:

$$P_b = P_1 - P_2 - P_f$$

Il peso P_a degli aggregati contenenti nella miscela è dato da:

$$P_a = P_2 - T + P_f$$

dove:

P_1 è il peso lordo della miscela bituminosa, del cestello e della capsula di carta filtro prima dell'estrazione;

P_2 è il peso lordo dell'aggregato, del cestello e della capsula dopo estrazione;

T è la tara del cestello e della carta filtro;

P_f è il peso del filler essiccato residuo dalla centrifugazione.

La percentuale di bitume riferita al peso degli aggregati è data da:

$$b_a\% = \frac{P_b}{P_a} \cdot 100 \quad (6.3)$$

e riferita al peso della miscela bituminosa

$$b_c\% = \frac{P_b}{P_1 - T} \cdot 100$$

ovvero

$$b_c\% = \frac{P_b}{P_a + P_b} \cdot 100 \quad (6.4)$$

6.10.1 Estrattore Soxhlet

L'estrattore Soxhlet è uno strumento, utilizzato nel laboratorio di strade, inventato nel 1879 da Franz von Soxhlet. Originariamente è stato progettato per l'estrazione di un lipide da un materiale solido, ma non è limitato alla sola estrazione di questi. Tipicamente, una estrazione Soxhlet è necessaria solo se il composto desiderato ha una limitata solubilità in un solvente, e l'impurità è insolubile in tale solvente. Se il composto desiderato ha una solubilità significativa in un solvente può essere utilizzata una semplice filtrazione per separare il composto dalla sostanza insolubile.

Normalmente un materiale solido contenente il composto desiderato viene posto all'interno di un filtro a ditale in carta, che viene caricato dentro la camera di estrazione, posta nella sezione centrale dell'estrattore. L'estrattore è formato da due parti sovrapposte e separate: la parte superiore è la camera di estrazione, e una camera inferiore in continuità con il pallone. La camera superiore è in comunicazione con la parte inferiore attraverso due condotti, uno per il passaggio del solvente, allo stato di vapore, e un sifone, per lo scarico dell'estratto. Il pallone, che funge da bollitore per il solvente, è immerso in un bagno termostatico mantenuto in agitazione ad una temperatura controllata, attraverso una sonda di temperatura collegata all'agitatore. Il collo della camera superiore è collegato al condensatore, che condensa direttamente nella camera di estrazione il solvente che evapora dal pallone, innescando un continuo riciclo di solvente fresco, cioè privo di soluti. Nella serpentina del condensatore scorre acqua di raffreddamento dal basso verso l'alto, direzione che permette di utilizzare flussi minori, a scapito di uno scambio però meno efficiente. Dopo aver caricato il ditale contenente il campione nella camera di estrazione, si procede al riempimento della stessa con una quantità di solvente pari a circa il doppio del suo volume. Dopo aver innescato il sifone il solvente viene raccolto nel pallone, dove viene portato ad ebollizione. Il solvente che evapora raggiunge l'estrattore, attraverso il condotto precedentemente citato, e quindi il condensatore, e condensa all'interno del ditale contenente il campione. Attraversa poi le pareti del filtro portando con sé il soluto; la camera di estrazione si riempie finché l'aumento di volume di estratto non innesca il sifone, consentendo all'estratto di essere recuperato nel pallone. Da qui il solvente verrà nuovamente evaporato e si ripeterà quanto descritto in precedenza; questo metodo permette di utilizzare un volume minore di solvente rispetto ad altri estrattori in quanto il solvente stesso viene continuamente ricircolato, e ad ogni ciclo, il campione riceve sempre solvente pulito, minimizzando eventuali fenomeni di saturazione.

Questo ciclo può essere ripetuto più volte, nel giro di ore o giorni. Prima di iniziare il processo si provvede ad isolare le varie parti dell'estrattore, per

evitare una condensazione precoce del solvente. La temperatura di esercizio dipende dai tipi di solvente utilizzati, che generalmente possono essere: tricloroetilene (trielina), cloruro di metilene, tricloroetano 1-1-1 tetracloroetilene, cicloesano o altri idonei.

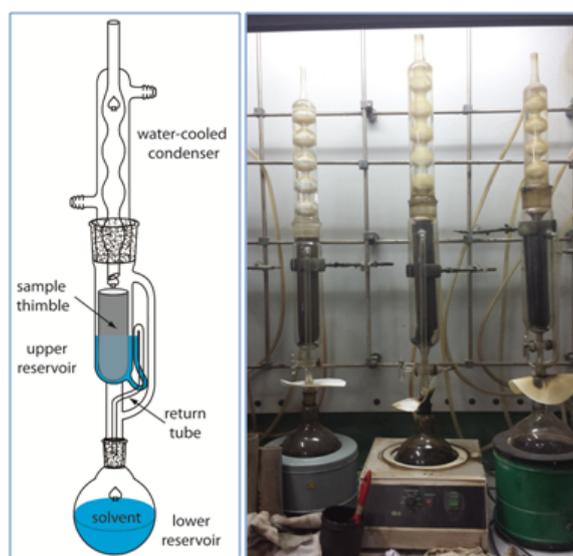


Figura 6.7: Estrattore Soxhlet: a) schema; b) attrezzature utilizzate in laboratorio

6.11 Resistenza a trazione indiretta

Le prove eseguite in laboratorio, sottoponendo i provini cilindrici a rottura mediante carico di compressione diametrale, forniscono la resistenza a trazione indiretta in conformità alla UNI EN 12697-23 [39]. La forza applicata sui provini, sviluppa tensioni normali di compressione nel piano diametrale orizzontale e tensioni normali di trazione in quello verticale (Figura 6.8).

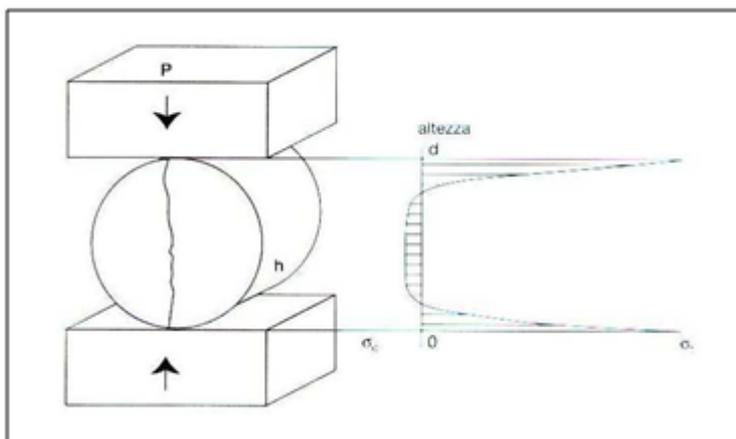


Figura 6.8: Stati tensionali che si instaurano nel provino durante la prova

Tale prova sviluppa nel provino uno stato tensionale di tipo biassiale che innesca la frattura in un'area a trazione uniforme; i risultati con un basso coefficiente di variazione permettono inoltre l'utilizzo di un numero ridotto di provini. La prova non permette di variare il rapporto tra le tensioni di trazione e compressione al centro del provino e non simula inoltre l'inversione delle tensioni tangenziali causata nella sovrastruttura dal traffico veicolare. Nei punti di applicazione delle forze può aversi nel provino una distribuzione delle tensioni diversa da quella caratterizzante il materiale in sito e possono infine innescarsi, prima della rottura per fatica, fenomeni di deformazione permanente.

Il carico viene applicato tramite l'interposizione di appositi listelli di carico. Le loro dimensioni sono le seguenti:

- larghezza: $a = 15 \pm 2$ mm;
- spessore: $b = 4 \pm 1$ mm;
- lunghezza: $c \geq$ della lunghezza della linea di contatto del provino.

Il provino deve essere collocato, ben centrato, tra i piatti della pressa, in maniera tale che il suo asse sia orizzontale e che l'asse del listello di carico superiore sia perfettamente parallelo a quello del listello inferiore ed entrambi

siano contenuti nel piano verticale passante per l'asse del provino. È opportuno applicare un debole carico, sia per il bloccaggio dello snodo sferico della pressa di prova, sia per il bloccaggio del provino in modo che resti ben centrato.

L'apparecchiatura con cui si viene eseguita la prova ha una capacità minima raccomandata di 28 kN ed è in grado di applicare carichi a una velocità costante di deformazione di 50 ± 2 mm/min dopo un periodo transitorio minore del 20% del tempo di caricamento. La parte superiore è costituita da una testina di prova dotata di bande di carico di acciaio temprato avente una superficie concava con un raggio di curvatura corrispondente al raggio nominale del provino come illustrato nel prospetto seguente:

Diametro (mm)	Larghezza della banda di carico (mm)
150	$19,1 \pm 0,2$

La fase precedente a quella di esecuzione della prova consiste nello stoccare i provini in una camera d'aria a 25°C, controllata da termostato, per almeno 4 ore. Le modalità di prova consistono nel prendere un provino condizionato e posizionarlo nella testina di prova della macchina, posizionata in un locale con temperatura compresa tra 15°C e 25°C. Il provino viene così allineato sulla banda di carico inferiore, in modo da risultare caricato diametralmente, viene avviata la compressione applicando un carico diametrale in modo continuo e senza sbalzi fino a raggiungere il carico di picco e viene portato il provino a rottura.

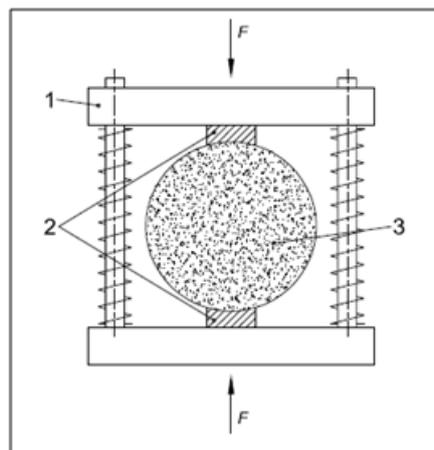


Figura 6.9: Schema della prova ITS: 1 Testina di prova; 2 Bande di carico; 3 Provino

Il tipo di rottura può essere:

- a) "chiara rottura per trazione" - Provino chiaramente rotto lungo una linea diametrale, eccetto eventualmente per piccole sezioni triangolari vicino alle bande di carico;
- b) "deformazione" - Provini senza una linea di rottura per trazione chiaramente visibile;
- c) "combinazione" - Provini con una linea di rottura per trazione limitata e vaste aree deformate vicino alle bande di carico.

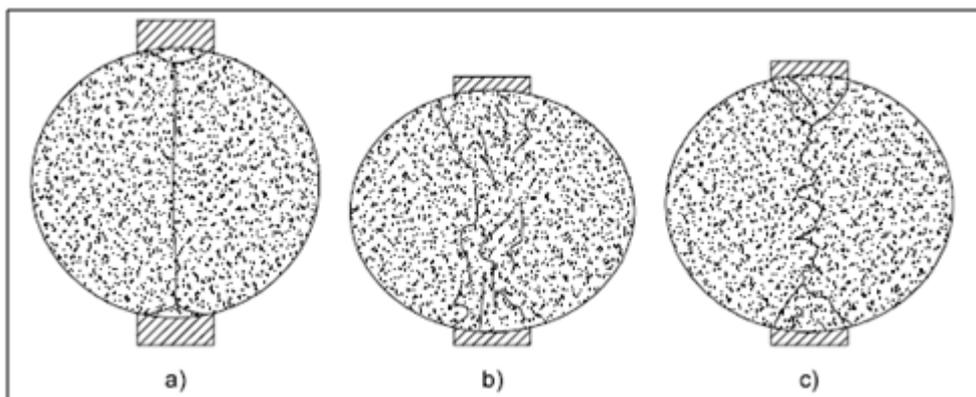


Figura 6.10: Tipi di rottura

Per ogni provino viene calcolata la resistenza a trazione indiretta, ITS, in conformità alla seguente formula:

$$ITS = \frac{2P}{\pi DH} \quad (6.5)$$

dove:

ITS è la resistenza a trazione indiretta, espressa in megapascal (MPa), arrotondata a tre cifre significative;

P è il carico di picco, espresso in newton (N);

D è il diametro del provino, espresso in millimetri (mm);

H è l'altezza del provino, espressa in (mm), arrotondato alla prima cifra decimale.

6.12 Sensibilità all'acqua

Nel seguente paragrafo si riporta la metodologia di prova utilizzata per l'analisi della durabilità di miscele bituminose aperte realizzate in laboratorio. In particolare si indaga la sensibilità all'acqua dei materiali con riferimento alla norma UNI EN 12697-12 [46]. Essa stabilisce di verificare la differenza di resistenza a trazione indiretta fra provini identici non condizionati e condizionati con procedura accelerata in acqua.

La procedura di prova prevede la preparazione, con pressa giratoria, di un set di campioni da suddividere poi in due sottoinsiemi. Dopo un periodo di riposo di circa 24 ore, un gruppo di provini viene mantenuto a temperatura ambiente in condizioni asciutte mentre l'altro risulta sottoposto ad un condizionamento in acqua previa saturazione. In particolare, il condizionamento in acqua si realizza inserendo i campioni in un contenitore perforato all'interno di un recipiente in grado di realizzare il vuoto, riempito di acqua distillata. Si procede quindi alla applicazione del vuoto mediante apposita pompa al fine di ottenere una pressione residua assoluta di $6,7 \pm 0,3$ kPa in 10 ± 1 minuti. Tale livello di vuoto viene mantenuto per 30 ± 5 minuti, poi si ristabilisce lentamente la pressione atmosferica all'interno del contenitore. Dopo aver lasciato i provini immersi per ulteriori 30 ± 5 minuti si immergono gli stessi in un bagno termostatico condizionato ad una temperatura di $40 \pm 1^\circ\text{C}$ per un periodo di $68 \div 72$ ore. Dopo il condizionamento, viene determinata la resistenza a trazione indiretta dei due sottoinsiemi in accordo con il metodo descritto nella EN 12697-23 illustrato in precedenza (§ 6.11).

Il rapporto ITSR fra le due resistenze medie così determinate rappresenta un indice della resistenza del materiale all'azione dell'acqua.

$$ITSR = \frac{ITS_w}{ITS_d} \cdot 100 \quad (6.6)$$

dove:

ITS_w è la resistenza a trazione indiretta media dei provini bagnati;

ITS_d è la resistenza a trazione indiretta media dei provini asciutti.

La prova fornisce un'indicazione sulla suscettività all'acqua del conglomerato e sulla necessità o meno di utilizzare attivanti d'adesione.

6.13 Permeabilità verticale

La norma europea UNI EN 12697-19: 2012 espone l'apparecchiatura, la procedura e il principio che permettono di determinare la permeabilità verticale di provini cilindrici di conglomerato bituminoso [40].

Una colonna d'acqua di altezza costante viene applicata ad un campione cilindrico e viene lasciata permeare per un tempo controllato sia in direzione verticale o orizzontale a seconda del parametro misurato. Il seguente studio prende in considerazione soltanto la permeabilità verticale. La prova viene eseguita a temperatura ambiente e da essa vengono calcolate rispettivamente la portata risultante Q_v ed il valore di permeabilità K_v . Inoltre, è possibile stabilire il rapporto tra permeabilità e contenuto di vuoti una volta determinato il contenuto di vuoti dello stesso campione.

L'attrezzatura utilizzata per la seguente prova viene riportata in figura 6.11.

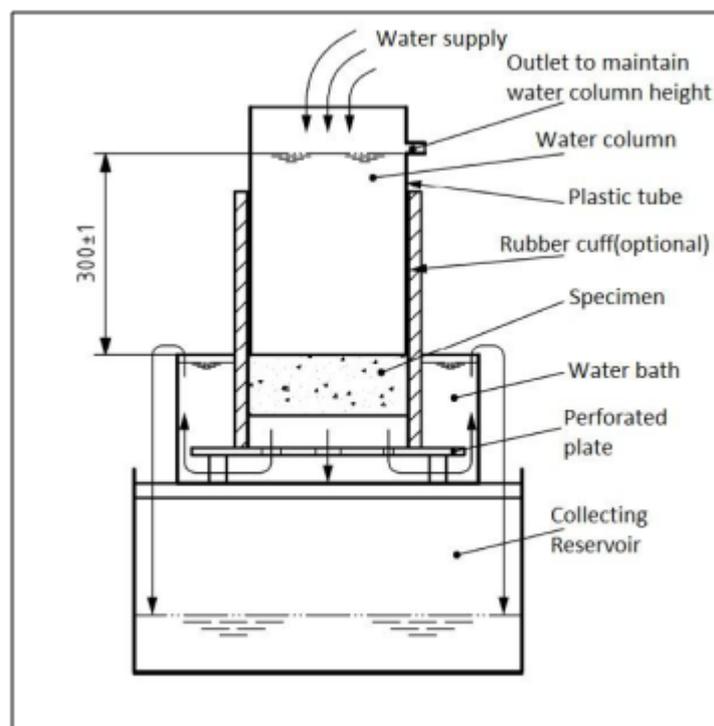


Figura 6.11: Schema dall'apparecchiatura di prova (dimensioni in mm)

Le dimensioni devono essere tali in modo da garantire che l'altezza della colonna d'acqua sia di 300 ± 1 mm. Il diametro esterno del tubo, maggiore del diametro della campione di 5 mm, ed eventuali accessori devono essere tali che l'acqua non possa scorrere tra la parete del tubo e il campione quando è posizionato; lo spessore del tubo deve essere sufficiente ad assicurare il mantenimento della propria forma, ma non deve essere superiore a 5 mm. Un ulteriore accorgimento potrebbe essere quello di posizionare un anello di gomma che avvolga perfettamente il tubo ed il campione.

6.13.1 Procedura di prova

Determinare preventivamente le dimensioni del campione, in accordo con la norma UNI EN 12697-29 [41]. Lo spessore deve essere superiore al 25% del diametro e maggiore di due volte la dimensione massima dell'aggregato costituente la miscela. Se il campione è stato tagliato, esso deve essere pulito prima del test, per evitare limitazioni del flusso d'acqua.

La procedura di prova consiste nel posizionare l'anello di gomma e il provino su una piastra forata e collocarli in un contenitore che viene riempito completamente d'acqua. Il campione, prima del posizionamento, deve essere immerso completamente in acqua per circa 10 minuti. Dopo questo tempo, si presume che il campione sia saturato e che tutta l'aria racchiusa in esso sia stata rimossa. I piedi della piastra vengono regolati in modo tale che il lato superiore del campione sia allo stesso livello dell'acqua nella vasca. Successivamente, viene versata acqua all'interno del tubo di plastica che all'estremità superiore ha uno sbocco, così l'altezza di 300 mm della colonna d'acqua viene mantenuta. L'acqua fluisce attraverso il campione all'interno di un contenitore. Quest'ultimo deve essere collocato sopra un secondo contenitore di massa m_1 nel quale l'acqua, che passa attraverso il campione, può traboccare. Tarato il contenitore, si esegue la prova per almeno 60 secondi. Dopo questo tempo t il secondo contenitore viene pesato assieme all'acqua raccolta e si ha la massa complessiva m_2 .

La prova deve essere effettuata a temperatura ambiente, tra i 15°C e i 25°C e deve essere monitorata e registrata.

Con un contenuto di vuoti di circa il 20%, il flusso verticale dell'acqua varia dai 3 l/min ai 10 l/min. Si osserva che, quando la prova viene eseguita su un campione prelevato dalla superficie stradale, la superficie può essere un po' intasata e, pur conservando ancora il 20% di vuoti, non può avere un flusso paragonabile.

Il flusso verticale dell'acqua Q_v viene determinato come segue:

$$Q_v = \frac{(m_2 - m_1)}{t} 10^{-6} \quad (6.7)$$

dove:

Q_v è il flusso verticale attraverso il campione (m^3/s);
 m_1 è la massa del secondo contenitore vuoto ($\pm 0,5 \text{ g}$);
 m_2 è la massa del secondo contenitore pieno ($\pm 0,5 \text{ g}$);
 t è il tempo di raccolta dell'acqua.

La permeabilità verticale, in accordo con la formula di Darcy, risulta essere:

$$K_v = \frac{4Q_v l}{h\pi D^2} \quad (6.8)$$

dove:

K_v è la permeabilità verticale (m/s);
 Q_v è il flusso verticale attraverso il campione (m^3/s);
 l è lo spessore del campione (m);
 h è l'altezza della colonna d'acqua (m);
 D è il diametro del provino (m).

Generalmente la permeabilità dei conglomerati bituminosi drenanti sta tra $0,5 \times 10^{-3} \text{ m}/\text{s}$ e $3,5 \times 10^{-3} \text{ m}/\text{s}$.

6.14 Modulo di rigidezza ITSM

Il modulo di rigidezza ITSM è direttamente collegato alla capacità del materiale della pavimentazione di diffondere i carichi e rispetto al modulo elastico, più comunemente adottato con i materiali per cui si ammette la validità della legge di Hooke, tiene in considerazione le caratteristiche viscoso proprie del conglomerato bituminoso [42]. Le figure riportate di seguito descrivono qualitativamente le modalità di diffusione degli stati tensionali indotti dai carichi stradali all'interno del pacchetto bituminoso, fino agli strati di sottofondo a parità di condizioni di posa, condizioni ambientali esterne e tipo di carico applicato. Si osserva come una pavimentazione caratterizzata da un alto modulo di rigidezza trasferisca sul sottofondo i carichi di compressione su un'area più ampia e con un'intensità minore rispetto ad una pavimentazione caratterizzata da un basso modulo di rigidezza; quest'ultima, infatti, non avendo una buone caratteristiche di distribuzione dei carichi, causa una compressione sul sottofondo più concentrata, quindi non attenuata dalla miscela bituminosa, e con picco dell'onda di stress maggiore.



Figura 6.12: Influenza dei carichi stradali sul sottofondo di una pavimentazione con: a) basso modulo di rigidità; b) alto modulo di rigidità

La rigidità, inoltre, è richiesta come dato di ingresso per ogni modellazione elastica degli strati del multistrato stradale ed è quindi alla base del calcolo empirico-meccanicistico della pavimentazione nel caso in cui siano noti i materiali impiegati per la costruzione.

I parametri che influenzano il modulo di rigidità di un conglomerato bituminoso testato in laboratorio possono essere suddivisi in due principali categorie:

- parametri di prova: frequenza, temperatura, livello di carico;
- parametri di progetto della miscela dipendenti dalle condizioni del materiale (contenuto in vuoti) e dalla sua composizione (tipo e contenuto di aggregati, filler, bitume).

Il modulo di rigidità è un parametro di rilevanza notevole nell'analisi strutturale delle pavimentazioni e definisce come un conglomerato bituminoso risponda generalmente ad un singolo impulso di carico che può essere considerato rappresentativo dell'effetto causato dal passaggio di una singola ruota. Il carico, provocato dal pistone, induce una deformazione che è comprensiva di una componente elastica e una non recuperabile. Nel caso di un singolo impulso, la componente recuperabile è la dominante, mentre la piccola parte irrecoverabile viene ignorata in quanto trascurabile (Figura 6.13).

In seguito a tali ipotesi la rigidità può essere definita, in termini generali, come il rapporto tra il livello tensionale e la deformazione recuperabile ed è su questo principio che si basa la determinazione del modulo di rigidità ITSM (Indirect Tensile Stiffness Modulus). Infine, questo valore del modulo di rigidità, o modulo elastico, varia di intensità al variare della temperatura e del tempo di carico a causa della natura visco-elastica del bitume.

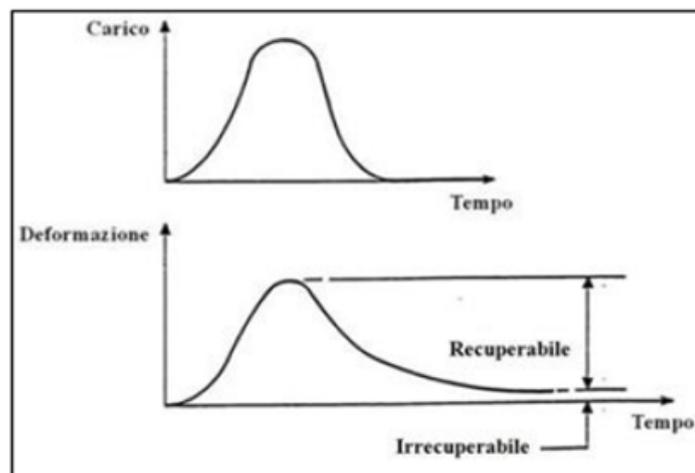


Figura 6.13: Risposta del provino di conglomerato bituminoso sottoposto a un singolo impulso di carico

6.14.1 Normative riguardanti la prova

Le prime normative contenenti tutte le prescrizioni per eseguire il test a trazione indiretta su provini di conglomerato bituminoso furono quelle inglesi, British Standard Draft for Development [BS DD 213: 1993], accolte nel 1993 sotto forma di "draft copy", ovvero in un formato di prescrizione elaborata da una commissione tecnica priva di valore cogente, con l'obbligo di diventare legge dopo due anni. In tale prescrizione vengono quindi specificate:

- la finalità della prova;
- definizione delle formule utilizzate per il calcolo del modulo;
- descrizione del dispositivo di prova;
- descrizione della procedura di taratura dei congegni meccanici;
- descrizione dei provini da utilizzare;
- prescrizioni sulle temperature da adottare prima e durante il test;
- la procedura di prova;
- modalità di compilazione del rapporto finale.

Nel 2004, accanto alla normativa inglese, venne affiancata la norma tecnica emanata dalla comunità europea in cui si specifica il concetto di rigidità dei conglomerati bituminosi e vengono descritti le formule e le procedure di prova per la determinazione del modulo di rigidità [UNI EN 12697-26, Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo, Rigidità] [43]. È opportuno precisare che, tra i metodi di prova riportati nella normativa europea, quello per il calcolo dell'ITSM è l'unico in grado di restituire direttamente il Modulo di rigidità del materiale investigato senza la necessità di calcolarlo indirettamente dal Modulo complesso o da quello resiliente. Mentre nella norma inglese [BS DD 213: 1993] si parla esplicitamente di "Indirect Tensile Stiffness Modulus" o ITSM, nella normativa europea [EN 12697-26] non viene mai riportato tale termine, e la prova a trazione indiretta su provini di forma cilindrica viene indicata con IT-CY.

6.14.2 Descrizione della prova

La prova ITSM (Indirect Tensile Stiffness Modulus) è una prova di laboratorio non distruttiva che permette di determinare il modulo di rigidità dei provini cilindrici di conglomerato bituminoso. Il test consiste nell'applicazione dinamica di un carico lungo il diametro verticale di un provino cilindrico e nella misurazione della deformazione lungo il piano diametrale ortogonale (Figura 6.14).

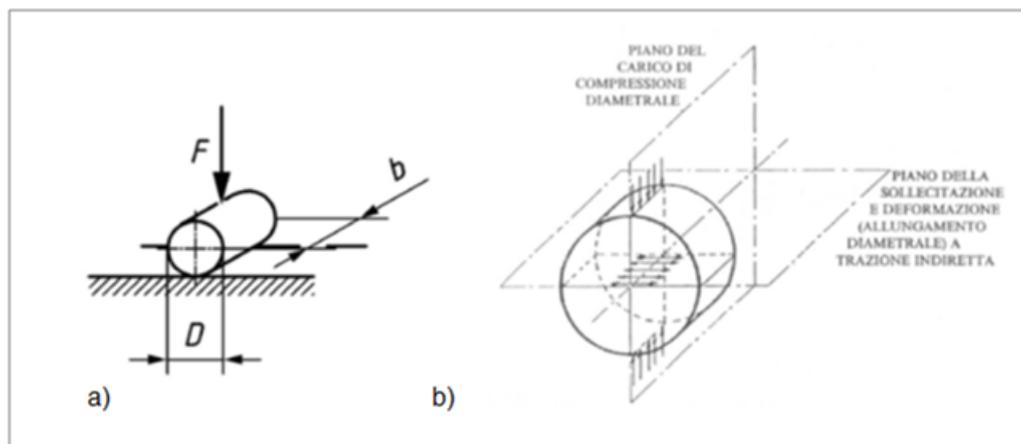


Figura 6.14: Caratteristiche della prova :a) schematizzazione della prova; b) direzione di applicazione del carico sul provino; sollecitazioni verticali di compressione e orizzontali di trazione provocate

Il carico, di tipo non sinusoidale, è applicato mediante un dispositivo pneumatico fissato su un telaio d'acciaio, ed è distribuito lungo tutto lo spessore del provino attraverso due barre d'acciaio di dimensioni standard e con raggio di curvatura pari a quello del provino da testare.

La barra inferiore deve essere fissata saldamente al piatto d'acciaio di base, mentre quella superiore è connessa al sistema di carico attraverso una sfera d'acciaio che garantisce l'applicazione di una forza assiale. Questo per evitare che nel corso della prova il provino di conglomerato bituminoso subisca eccessive vibrazioni, che potrebbero condurre il test ad un risultato alterato. Il carico verticale induce nel provino sia tensioni verticali di compressione, sia tensioni orizzontali di trazione. L'intensità delle tensioni varia lungo i diametri, ma risulta massima al centro del provino.

Selezionato un tempo d'incremento di carico ed uno spostamento orizzontale di riferimento, il dispositivo pneumatico applica un numero prefissato di impulsi (almeno dieci secondo la normativa) al provino necessari a raggiungere la deformazione impostata. Una volta completati i primi cicli inizia il vero e proprio test, che consiste nell'applicazione di almeno cinque impulsi, nel conseguente calcolo del modulo ad ogni ciclo e nel conclusivo calcolo del valore medio dei risultati. Secondo gli standard della normativa europea il modulo di rigidezza di un provino cilindrico viene calcolato con la seguente equazione:

$$S_m = \frac{F \cdot (\nu + 0,27)}{z \cdot h} \quad (6.9)$$

dove:

S_m = Modulo di rigidezza (MPa);

F = valore massimo del carico applicato (N);

z = elongazione misurata lungo il diametro orizzontale (mm);

h = altezza media del provino (mm);

ν = coefficiente di Poisson del conglomerato bituminoso alla temperatura di prova (nel caso in cui il rapporto di Poisson non sia stato determinato viene assunto un valore di 0,35 per tutte le temperature).

La stessa operazione viene in seguito eseguita ruotando la posizione del provino, sollecitandolo così lungo un diametro ortogonale al precedente. La media dei valori medi calcolati nelle due posizioni prescelte ci fornisce il valore cercato del modulo di rigidezza del materiale sottoposto alla prova. Dal momento che la geometria del provino è nota, la forza e la deformazione vengono misurate, la tensione massima ed il modulo di rigidezza sono automaticamente calcolati dal software, collegato al macchinario di prova, ad ogni ciclo di carico. In definitiva, il modulo di rigidezza ottenuto secondo la prova di trazione indiretta ITSM si può definire come la misura della capaci-

tà del materiale di distribuire un carico applicato verticale, tale da generare una deformazione elastica corrispondente ad un allungamento diametrale di prefissato valore. Le elongazioni trasversali diametrali massime istantanee impostate sono $7 \mu\text{m} \pm 2 \mu\text{m}$ per un campione avente diametro nominale pari a 150 mm.

6.14.3 Descrizione dell'apparecchiatura

Per la determinazione del modulo di rigidezza sopra citato è stato fatto uso dell'apparecchiatura MATTA (Material Testing Apparatus) in dotazione presso il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna. Essa, riportata in figura 6.15, è composta delle seguenti parti:

- telaio in acciaio, utile al fine dell'applicazione del carico;
- due piastre inossidabili;
- sistema per l'applicazione del carico costituito da un attuatore pneumatico;
- sistema di misura delle elongazioni (LVDT);
- cella termicamente isolata, in modo tale da mantenere il provino alla temperatura desiderata.

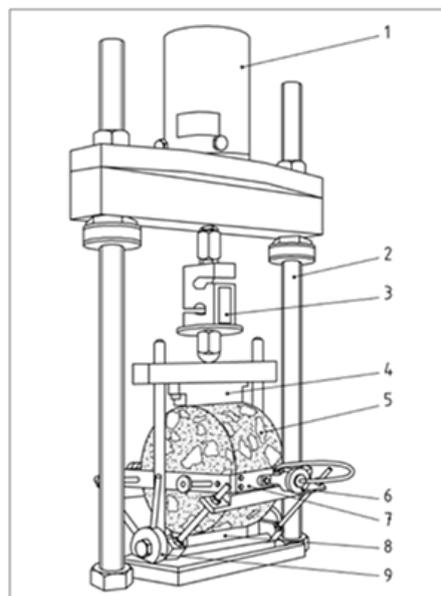


Figura 6.15: Dispositivo di prova: 1) attuatore di carico; 2) guida di carico in acciaio; 3) cella di carico; 4) barra di carico superiore; 5) provino; 6) LVDT; 7) guida di montaggio LVDT; 8) barra di carico inferiore; 9) allineatore LVDT.

L'attuatore di carico deve essere in grado di applicare un impulso al provino del tipo: 1/4 di senoide per il carico; 1/4 di senoide allo scarico (o scarico lineare); mantenimento dello scarico per i restanti 2/4 del periodo T. Questa forza verticale aumenta con un tempo di crescita d'impulso (*rise time*) pari a $124 \text{ ms} \pm 4 \text{ ms}$ (necessario per far passare il carico da zero al valore massimo), fino a che non si raggiunge una deformazione diametrale orizzontale massima di $7 \mu\text{m} \pm 2 \mu\text{m}$ per un diametro nominale del campione di 150 mm. La cella di carico di cui è dotata il sistema serve a misurare la forza applicata dal dispositivo pneumatico ad ogni ciclo.

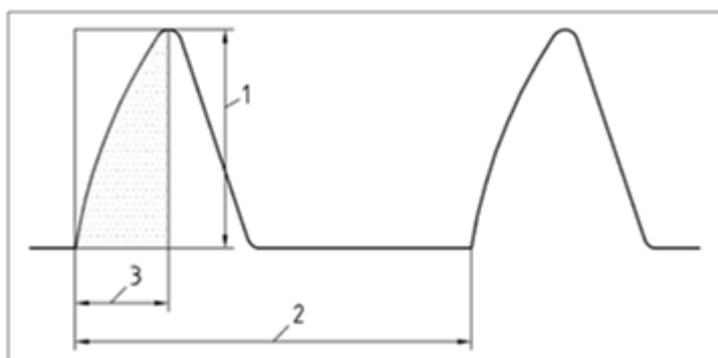


Figura 6.16: Caratteristiche del carico impulsivo nel tempo: 1) carico di picco; 2) periodo di ripetizione dell'impulso; 3) rise time.

Il sistema di misura delle elongazioni è in grado di misurare lo spostamento diametrale orizzontale provvisorio massimo del campione. L'elongazione orizzontale massima istantanea registrata deve essere pari alla variazione nel diametro orizzontale nel campione; la suddetta variazione si genera come conseguenza dell'impulso applicato. La misura viene effettuata mediante due trasduttori di spostamento "Linear Variable Differential Transducer" (LVDT) che sono montati diametralmente l'uno di fronte all'altro su un supporto rigido fissato al provino sul quale sono posizionati quattro morsetti che bloccano il telaio al provino (Figura 6.17). È importante che il telaio sia posto nella corretta posizione evitando contatti che risulterebbero nocivi al fine di ottenere una corretta misurazione.

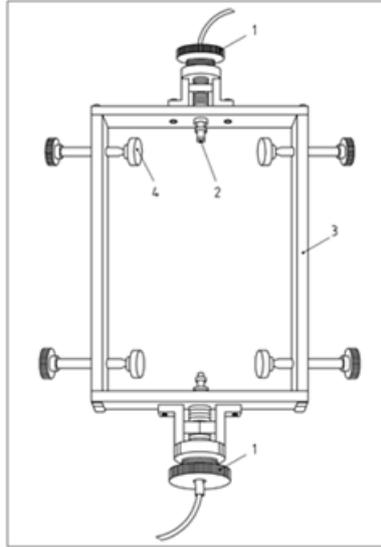


Figura 6.17: Dispositivo per la misura dello spostamento diametrale orizzontale: 1) regolatore LVDT; 2) LVDT; 3) viti di fissaggio del provino; 4) telaio di supporto per gli LVDT.

L'equipaggiamento elettrico deve essere in grado di registrare l'intensità dell'impulso e la conseguente deformazione diametrale per l'intera durata del ciclo di carico, con una frequenza di campionamento sufficientemente piccola, tale da permettere una misurazione accurata (almeno 500 Hz). Al fine di determinare il modulo di rigidezza S_m , tramite la formula:

$$S_m = \frac{F \cdot (\nu + 0,27)}{z \cdot h} \quad (6.10)$$

viene utilizzato un software in grado di memorizzare tutti i dati provenienti dall'attuatore e dagli LVDT. Qualora il rapporto tra l'area sottesa dalla curva di carico e quella data dal prodotto del rise time per il carico di picco (Figura 6.16) non sia pari a $0,60 \pm 0,10$, viene proposta una correzione al modulo ricavato attraverso la seguente equazione:

$$S'_m = S_m(1 - 0,322(\log(S_m) - 1,82)(0,60 - k)) \quad (6.11)$$

dove:

S'_m = Modulo di rigidezza aggiustato ad un rapporto di 0,60 (MPa);

k = rapporto tra le aree;

S_m = Modulo di rigidezza (MPa).

Dopo aver testato il campione lungo il primo diametro lo si ruota di $90^\circ \pm 10^\circ$ lungo il suo asse orizzontale, si ripete il test e si eseguono nuovamente i calcoli secondo i passaggi precedentemente menzionati. Se il valore medio del modulo di rigidezza derivante da questo test è non superiore al 10% e non inferiore al 20% del valore iniziale registrato nel primo test, si calcola la media per i due test e si registra quello risultante come modulo di rigidezza del campione. In caso contrario, si ripete la prova sullo stesso provino lungo gli stessi diametri. Se la differenza persiste si riporta il risultato medio per ogni singolo diametro.

6.15 Test di creep dinamico

La norma UNI EN 12697-25 [44] introduce un metodo di valutazione dell'accumulo di deformazioni permanenti rispetto al traffico veicolare che transita sulla pavimentazione: il *test di creep dinamico* o *test di compressione ciclica*.

La norma è suddivisa in due parti, contenenti i metodi di prova A e B. In questo studio si pone l'attenzione solo sulla parte A in cui viene illustrato il metodo per determinare le caratteristiche di creep di un conglomerato bituminoso mediante compressione ciclica uniassiale in seguito a un opportuno confinamento. Quest'ultimo viene realizzato introducendo una piastra di carico, con cui effettuare la prova, di diametro inferiore a quello del provino cilindrico. Questo accorgimento permette di identificare una minima parte del provino non direttamente interessata dalla sollecitazione del carico, e quindi approssimabile alla pavimentazione di contorno che "confina" il provino stesso; in un certo senso, si può dire che il provino si confina da solo.

La prova consiste nell'applicare in modo dinamico un carico uniassiale pari a 100 kPa, ovvero in ragione di impulsi dettati dalla frequenza di un'onda sinusoidale, o del tipo *block-pulse*. Quest'ultima tipologia di onda di carico (Figura 6.18) viene utilizzata nel test.

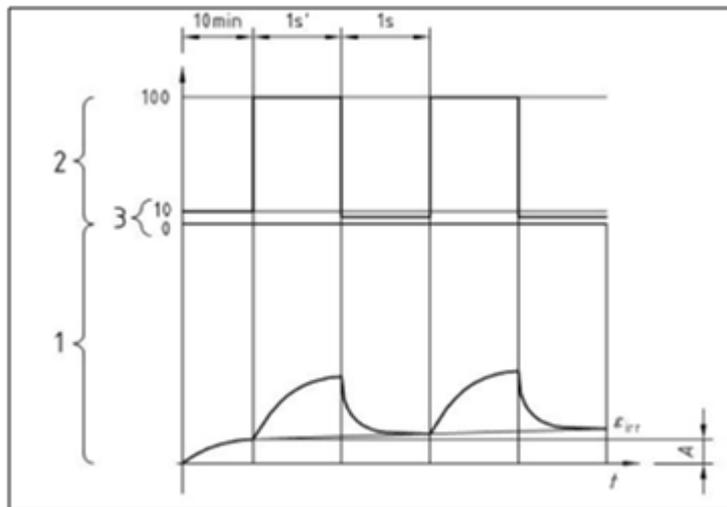


Figura 6.18: Curva tensioni-deformazioni: 1 Deformazione; 2 Carico; 3 Precarico; t tempo; A defomazione al precarico; ε_{irr} deformazione irreversibile

La durata del test è di 120 minuti in quanto si applicano 3600 impulsi con un secondo di carico e un secondo di scarico. Il provino da sottoporre al test deve avere un diametro di 150 mm, e deve essere mantenuto ad una temperatura di 40°C mediante l'ausilio di una camera termostatica. Prima della prova, il provino è posto tra due piastre di carico piane parallele in acciaio inossidabile; la piastra superiore ha un diametro di 100 mm. Grazie ad una inclinazione dello spigolo inferiore l'area di pressione a contatto col provino ha un diametro di 96 mm (Figura 6.19).

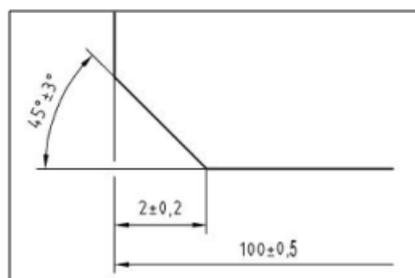


Figura 6.19: Margine inferiore della piastra di carico

La piastra inferiore deve avere un diametro di almeno un centimetro superiore a quello del provino (Figura 6.20).



Figura 6.20: Apparecchiatura di prova

Durante il test viene misurata, mediante trasduttori di spostamento (LVDT), la variazione di altezza del provino in corrispondenza di ciascuna applicazione di carico. Da qui, si determina la deformazione cumulativa assiale ε_n (deformazione permanente) del provino come rapporto tra abbassamento e altezza iniziale dello stesso.

In particolare, i parametri di interesse sono:

- il valore della deformazione permanente: nessun Capitolato stabilisce quale sia la soglia critica, ma si ragiona in termini comparativi con gli altri materiali disponibili in letteratura; in ogni caso:

$$\varepsilon_n < 1\%$$

- determinare la deformazione permanente non basta; è necessario anche analizzare la pendenza:

$$\varepsilon^* = \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\varepsilon_{3600} - \varepsilon_{1800}}{1800}$$

A numeratore sono indicati 3600 impulsi e 1800 impulsi: quest'ultimo si considera sia il momento in cui scatta la seconda fase. A parità di deformazione permanente, è preferibile il materiale dotato di una pendenza bassa poiché significa che nel tempo sviluppa più lentamente le deformazioni permanenti.

Per quanto riguarda la curva di deformazione vi sarebbero tanti tratti di carico-scarico derivanti dagli impulsi applicati: di tutti i cicli di carico tuttavia quello che interessa è la deformazione permanente ad ogni singolo impulso e con quei valori fare l'interpolazione. Il risultato è una curva ottenuta dall'interpolazione dei valori di deformazione permanente di ogni ciclo di carico di un creep ciclico (Figura 6.21).

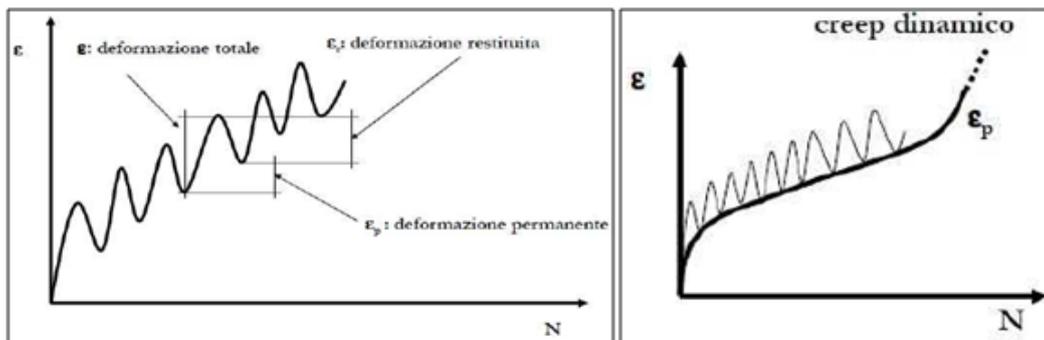


Figura 6.21: Deformazione in funzione del numero di cicli e interpolazione

6.16 Prova Cantabro

Il comportamento e la durabilità di una pavimentazione stradale, soggetta all'azione continua e ripetuta del passaggio di veicoli, vengono analizzati tramite la prova Cantabro. In particolare, l'azione del pneumatico sul conglomerato bituminoso, specialmente nei punti di massima accelerazione/decelerazione e in curva, porta a grandi stati di tensione tangenziali che tendono a separare gli aggregati lapidei dalla miscela bituminosa stessa e quindi ad usurare la pavimentazione. Tale prova è relativamente recente, empirica e viene generalmente effettuata su conglomerati bituminosi aperti al fine di valutarne la resistenza alla disgregazione e allo sgranamento.

Il test, in accordo con la norma UNI EN 12697-17 [45], consiste in una prova Los Angeles eseguita su provini Marshall e serve per vedere se il materiale subisce un'usura e un degrado nel tempo con modalità che sono quelle della prova Los Angeles. Viene eseguita sui conglomerati porosi per il fatto

che su di essi la prova Marshall non risulta significativa. Solitamente si parla di perdita di particelle del provino di conglomerato bituminoso. Lo studio della quantità degli aggregati che si staccano dal provino fornisce importanti informazioni sulle proprietà di affinità tra aggregato e bitume ed è, quindi, un indice di durabilità.

L'apparecchiatura di prova consiste in un cilindro d'acciaio ad asse orizzontale, di diametro pari a 71 cm, altezza di 50,80 cm ed avente al suo interno una piastra disposta lungo la generatrice in modo da formare un risalto. Il campione da testare viene introdotto, previa pesatura, dentro il cilindro che viene fatto ruotare con una velocità di 30 giri/minuto per un totale di 300 giri. Il provino a causa del peso proprio si dispone, durante la rotazione, nella parte bassa del cilindro e vi rimane finché non viene raccolto e sollevato dal setto posto all'interno del macchinario, per poi precipitare di nuovo verso il fondo. Al susseguirsi delle rotazioni il provino, a causa degli urti ripetuti, inizia a disgregarsi assumendo così una forma caratterizzata da angoli smussati. I provini che, a parità di giri, tendono a perdere più particelle, avranno nettamente una vita utile minore in quanto significa che, a parità di sollecitazioni, avranno un altissimo distacco di aggregati. Alla fine dei 300 giri il provino viene estratto, pulito, in modo da eliminare il materiale fino prodottosi nel corso della prova, e pesato una seconda volta.

La prova fornisce un risultato di massima da tenere in considerazione soprattutto dopo un'approfondita analisi del campione. Difatti il risultato è nettamente influenzato da tre fattori:

- temperatura di prova;
- metodo di compattazione;
- dimensioni del provino.

La percentuale di perdita in peso è calcolata utilizzando la seguente espressione:

$$\%PL = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \cdot 100 \quad (6.12)$$

dove:

P_1 è il peso del provino completamente asciutto, lasciato per almeno 4 ore alla temperatura di 20°C, prima della prova;

P_2 è il peso del provino, privo delle particelle sciolte, dopo la prova.

Se il conglomerato ha una buona coesione si sgretola meno, più basso è l'indice e migliore è il conglomerato.

Capitolo 7

Analisi sperimentale: progetto delle miscele e risultati

Nel presente capitolo viene descritto il lavoro sperimentale svolto a partire da maggio 2015 presso il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna. Lo scopo della sperimentazione è quello di valutare le prestazioni dei materiali utilizzati per la realizzazione di pavimentazioni stradali drenanti e fonoassorbenti. In particolare, l'indagine sperimentale mira alla caratterizzazione prestazionale di due diverse miscele di conglomerato bituminoso utilizzate per la realizzazione di uno strato di usura. Queste presentano lo stesso quantitativo di aggregato grosso, fine e bitume, ma diverso dosaggio in volume di filler. Al fine di determinare le prestazioni dei due diversi conglomerati vengono analizzati i dati raccolti dalle prove condotte sui provini realizzati in laboratorio.

Al termine di ogni prova, riportati tutti i risultati ottenuti, si può effettuare un confronto sulle diverse qualità che caratterizzano i conglomerati bituminosi analizzati e determinare quali siano gli aspetti che influenzino maggiormente la risposta delle miscele stesse.

All'interno del capitolo, prima delle prove, viene descritta la curva granulometrica di riferimento e il modo di procedere per realizzare i provini.

7.1 Curva granulometrica

Per la determinazione della curva granulometrica, si è fatto riferimento alla curva granulometrica impiegata dalla società Pavimental S.p.a. in accordo con la norma UNI EN 933-1 [24]. Tali specifiche rimandano a una miscela di usura drenante strutturale attualmente in esercizio nella tratta Milano-Brescia sulla autostrada A4 Torino-Trieste. Lo studio è riportato nell'Allegato D. Inoltre, viene fornita la percentuale di bitume riferito agli aggregati successivamente utilizzata per il confezionamento dei provini in laboratorio.

Per il controllo della variabilità granulometrica si fa riferimento ai fusi granulometrici di accettazione indicati nel Capitolato Speciale d'Appalto di Autostrada del Brennero (Tabella 6.4). Si è quindi valutato, in primis, se la curva Pavimental rientrasse all'interno dei sopra citati fusi granulometrici. Come è possibile osservare nella figura sottostante, essa non è interamente compresa nel limite inferiore in tre punti ben distinti, quindi si è dovuto procedere alla correzione della curva stessa.

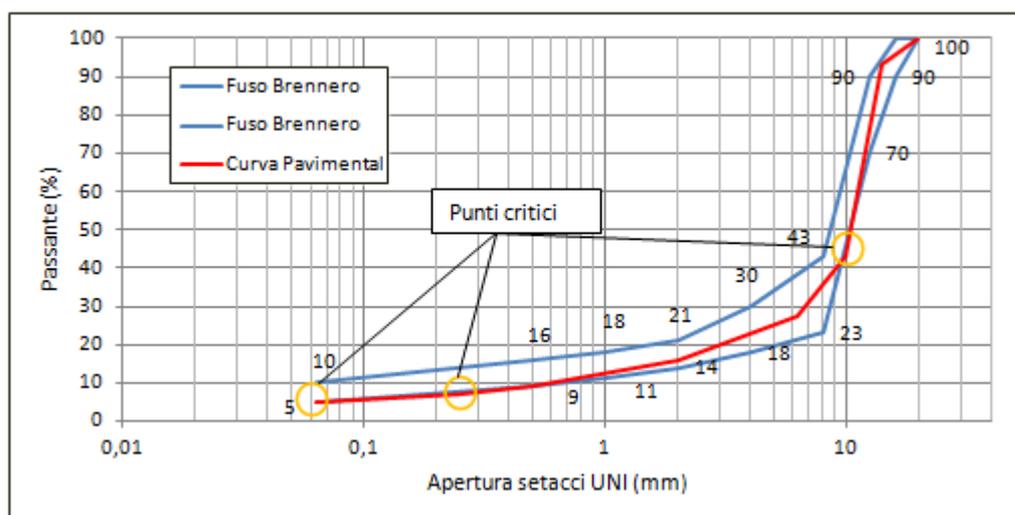


Figura 7.1: Fuso granulometrico del Brennero e curva granulometrica Pavimental

La correzione della curva consiste nell'andare a ridurre la percentuali di passante per i setacci aventi dimensioni di: 0,063 mm, 0,25 mm e 10 mm. Si è ritenuto in fase di studio che queste modifiche non apportassero cambiamenti significativi alla miscela finale. La curva corretta è riportata in figura 7.2.

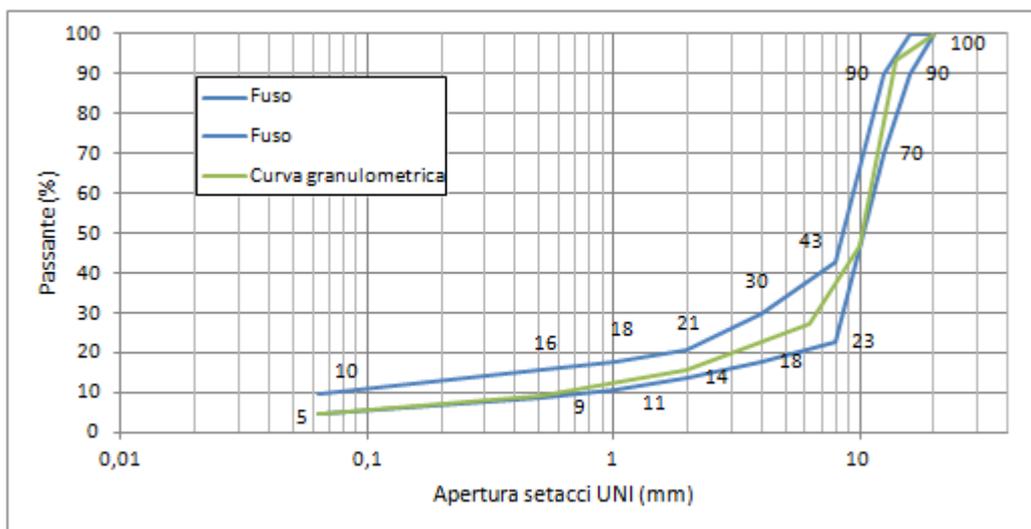


Figura 7.2: Curva granulometrica corretta

In tabella 7.1 è riportato il calcolo dei nuovi trattenuti, sempre in riferimento alla curva Pavimental modificata.

Inerti Apertura setacci (mm)	Risultante granulometrica	
	Trattenuti (%)	Passanti (%)
31,5		100
20		100
14	6,6	93,4
10	46,4	47
6,3	19,7	27,3
2	11,3	16
0,5	6,8	9,2
0,25	1,2	8
0,063	3	5
Filler	5	

Tabella 7.1: Calcolo dei trattenuti

Successivamente, attraverso lo studio della curva ottimale, si è riportato lo studio granulometrico alle dimensioni degli aggregati richieste dal Capitolato Speciale d'Appalto di Autostrada del Brennero. In particolare, il lavoro consta delle seguenti fasi:

- suddivisione della curva granulometrica in diverse parti;
- approssimazione di queste tramite linea di tendenza (polinomiale di sesto

grado);

- calcolo dei nuovi passanti riferiti al fuso granulometrico del Brennero;
- calcolo dei nuovi trattenuti.

In tabella 7.2 viene riportato lo studio granulometrico ottenuto, che verrà poi utilizzato per tutto il corso dell'analisi sperimentale.

Inerti	Risultante granulometrica	
Apertura setacci (mm)	Trattenuti (%)	Passanti (%)
20		100
16	4,4	95,6
12,5	22,7	72,9
8	44,5	28,4
4	5,7	22,8
2	6,8	16
1	4,4	11,6
0,5	2,4	9,2
0,063	4,2	5
Filler	5	

Tabella 7.2: Fuso granulometrico di riferimento

7.2 Setacciatura

Gli aggregati utilizzati nello studio, come già riportato nel capitolo precedente, sono stati forniti da una sola cava affinché tutte le prove potessero essere realizzate mantenendo invariata la tipologia di aggregati utilizzati. Tutto il materiale è di tipo frantumato, ossia l'inerte lapideo presenta spigoli vivi e forme poliedriche.

Avendo già a disposizione la curva granulometrica, si è proceduto alla setacciatura del materiale utilizzando la UNI EN 993-1 [24] che stabilisce un metodo per la determinazione della distribuzione granulometrica degli aggregati mediante setacciatura, fino ad una dimensione nominale minima di 0,063 mm, escluso il filler.

La prova consiste nel dividere, per mezzo di una serie di setacci, un materiale in numerose classi granulometriche di dimensioni decrescenti. I setacci di prova devono avere aperture quadrate, conformi alla UNI EN 933-2 [25].

Per aperture di dimensioni uguali o superiori ai 4 mm devono essere di lamiera perforata con fori quadrati, mentre con apertura inferiore di tela metallica. L'apertura dei vagli della serie di setacci utilizzata nel seguente studio è: 16 - 12,5 - 8 - 4 - 2 - 1 - 0,5 - 0,063 mm. In figura 7.3, a sinistra, sono raffigurati i setacci di prova impilati con apertura delle maglie di dimensione normata.



Figura 7.3: Setacciatura: a) setacci di prova; b) setacciatore elettromagnetico

Una volta selezionato il materiale si deve fare essiccare portandolo ad una temperatura di $110 \pm 5^\circ\text{C}$ per il tempo sufficiente affinché il valore della massa di materiale riscaldato rimanga costante, lasciando poi che si raffreddi. Si procede poi al lavaggio del campione per ottenere una completa separazione delle frazioni fini $< 0,063$ mm e si essicca nuovamente il campione di frazione superiore. Successivamente si versa il contenuto nella colonna di setacci sovrapposti in base alla serie di aperture scelta, dal maggiore al minore in ordine di dimensione decrescente di maglia. Si procede con agitazione meccanica tramite setacciatore elettromagnetico per 20 minuti (Figura 7.3, punto b). Infine, si rimuovono i setacci partendo da quello che presenta apertura maggiore.

Le frazioni granulometriche setacciate sono riportate nella figura sottostante.

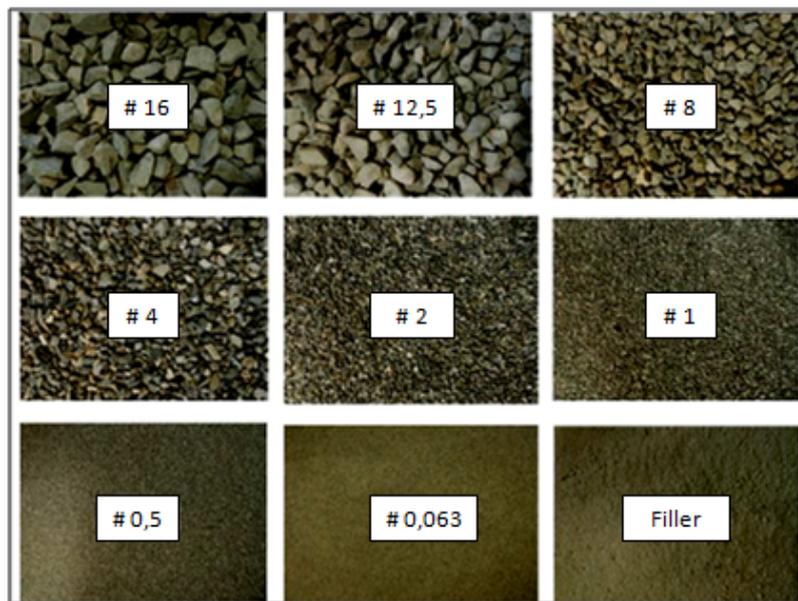


Figura 7.4: Frazioni granulometriche

In tabella 7.3 è riportata la quantità totale di materiale setacciato suddiviso nelle varie classi granulometriche.

Apertura setacci (mm)	Massa (kg)
16	18,84
12,5	37,52
8	83,24
4	35,52
2	23,74
1	20,10
0,5	12,86
0,063	16,12
Totale	247,94

Tabella 7.3: Massa totale degli aggregati

Svolgendo una stima di minima, in relazione alla percentuale di trattenuti dello studio granulometrico, il materiale setacciato permette di realizzare 40 provini di laboratorio, di cui:

- 34 provini da 4500 g;
- 6 provini da 1200 g.

7.3 Preparazione dei provini

Le miscele utilizzate nelle sperimentazioni sono di due tipi e variano per la tipologia di filler con cui vengono realizzate. Di conseguenza, le miscele vengono identificate con la sigla FF quando viene utilizzato filler calcareo, mentre si utilizza la dicitura U_d per il filler bentonitico. I provini sono compattati mediante pressa giratoria, mentre i campioni realizzati con compattatore Marshall verranno presentati nei paragrafi successivi.

Come già ampiamente descritto nel capitolo 5, il filler bentonitico, a differenza di quello calcareo, presenta una massa volumica inferiore perciò si è deciso di procedere con un dosaggio in volume. Ne consegue che, a parità di volume la massa di filler bentonitico risulterà inferiore poiché la sua massa volumica è minore.

In tabella 7.4 viene riportato il dosaggio in grammi delle varie pezzature per la realizzazione dei provini FF di 4500 g.

Apertura setacci (mm)	Trattenuti (%)	Massa provini FF (g)
16	4,4	198
12,5	22,7	1020
8	44,5	2004
4	5,7	254
2	6,8	305
1	4,4	197
0,5	2,4	109
0,063	4,2	189
Filler	5	225
Totale		4500

Tabella 7.4: Massa provini FF

Ricordando che le masse volumiche dei due filler sono rispettivamente:

- 1,86 Mg/m³ per il filler U_d;
- 2,70 Mg/m³ per il filler FF;

si esegue una proporzione. In particolare, il rapporto fra la massa di filler calcareo (225 g) e la sua massa volumica (2,70 g/cm³) deve essere uguale al rapporto la massa incognita e la massa volumica del filler bentonitico:

$$225 : 2,70 = x : 1,86$$

Il risultato che si ottiene è che la massa del filler U_d deve essere di 155 g. È bene sottolineare che le masse relative alle altre pezzature non vengono incluse nella proporzione. In pratica si agisce solo sul quantitativo di filler. In tabella 7.5 viene riportato il dosaggio in grammi delle varie pezzature per la realizzazione dei provini U_d e si osserva che il peso finale della miscela risulta minore rispetto al precedente.

Apertura setacci (mm)	Trattenuti (%)	Massa provini U _d (g)
16	4,4	198
12,5	22,7	1020
8	44,5	2004
4	5,7	254
2	6,8	305
1	4,4	197
0,5	2,4	109
0,063	4,2	189
Filler	5	155
Totale		4430

Tabella 7.5: Massa provini U_d

Stabilite le quantità, gli aggregati vengono preriscaldati alla temperatura di 130°C con lo scopo di eliminarne l'umidità contenuta e di portarli alla temperatura di miscelazione voluta, così da consentire al bitume una migliore aderenza. Gli inerti vengono messi in teglie nelle sopra citate quantità e successivamente viene colato il bitume caldo alla temperatura di circa 190°C. Ricordando, dallo studio Pavimental, che la percentuale di bitume sugli aggregati deve essere del 5,10% si ricava una quantità pari a 229,5 g per ogni miscela.



Figura 7.5: Massa totale degli aggregati

La fase successiva prevede la miscelazione manuale del composto in modo tale da favorire la ricopertura totale del materiale lapideo. L'operazione viene eseguita mediamente due volte per ogni teglia raggiunta la temperatura di 190°C .

A questo punto la miscela di conglomerato bituminoso viene posta in una fustella di diametro di 150 mm e collocata nella pressa giratoria (Figura 7.6).



Figura 7.6: Pressa giratoria in funzione

I provini vengono realizzati con un'azione compattante di 600 kPa e un numero di giri pari ad 80 come specificato da normativa. Per ogni prova vengono realizzati 6 provini: 3 di tipo FF e 3 di tipo U_d . Siccome i test sul

filler U_d hanno riscontrato un'elevata presenza di fini e di assorbimento del bitume si è deciso di variare la quantità di esso all'interno delle miscele. Nel paragrafo successivo vengono riportati gli studi sul contenuto di filler nelle miscele bituminose.

7.4 Ottimizzazione del contenuto di filler

Prima di procedere con le prove per la caratterizzazione prestazionale delle miscele si è deciso di valutare la quantità ottimale di filler bentonitico digerito in esse. Il foglio di calcolo fornisce una quantità pari a 155 g di filler U_d per provini di 4500 g, però ci si aspetta che questa renda la miscela secca e difficilmente lavorabile. Si è perciò deciso di realizzare alcuni provini con diverse quantità di filler e di valutarne la resistenza a trazione indiretta per decidere quale sia il contenuto ottimale. I provini in esame sono 6, tutti realizzati mediante pressa giratoria con diverse quantità di filler U_d :

- 2 con 100 g;
- 2 con 125 g;
- 2 con 150 g.

In tabella 7.6 sono riportate le temperature delle teglie all'uscita del forno. Le lettere A, B e C indicano rispettivamente i provini realizzati con 100 g, 125 g e 150 g di filler U_d , mentre i numeri indicano il primo e il secondo provino.

Provino	Temperatura (°C)
1A	184
2A	184
1B	182
2B	183
1C	183
2C	184

Tabella 7.6: Temperatura delle teglie all'uscita dal forno

Prima della prova di trazione indiretta, vengono determinate le altezze (h), tramite l'uso di un calibro, di ciascun provino nel seguente modo: si misurano le altezze in tre diversi punti dello stesso, si determina il valor medio e si riportano le misure effettuate in mm. In seguito, i provini vengono

stoccati alla temperatura di 25°C, controllata da termostato, per almeno 4 ore.

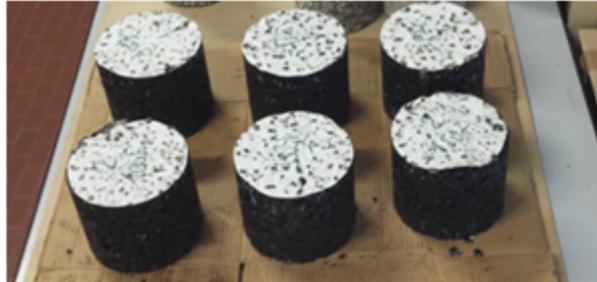


Figura 7.7: Serie di 6 provini

Prelevati i provini condizionati uno alla volta, si collocano tra i piatti della pressa di prova interponendo superiormente e inferiormente i listelli di acciaio, assicurandosi che l'asse del provino sia orizzontale. A questo punto si applica un debole carico per il bloccaggio del provino in modo che resti ben centrato. Infine si applica il carico di compressione diametrale a velocità costante fino a raggiungere il carico di rottura del provino (P). Quest'ultimo verrà inserito nell'espressione per il calcolo della resistenza a trazione indiretta ITS (Formula 6.5).

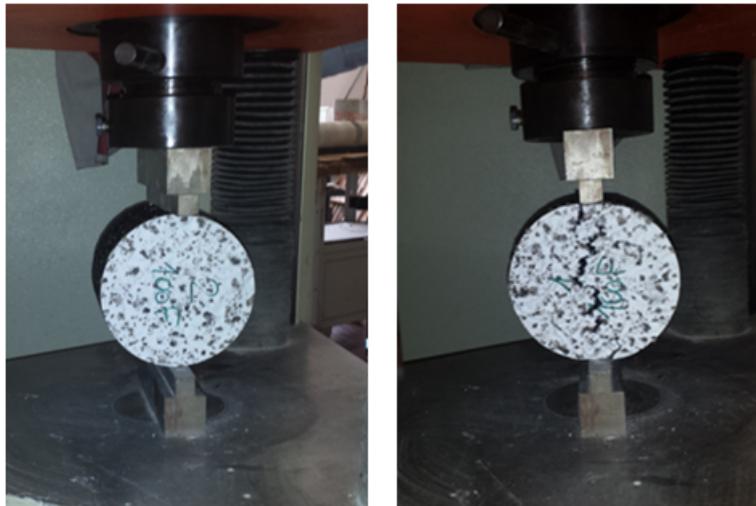


Figura 7.8: ITS test: a) posizionamento del provino; b) rottura del provino

In tabella 7.7 sono riportati i valori di resistenza a trazione indiretta dei provini testati.

Provino	h (mm)	P (N)	Scorrimento (mm)	Diametro (mm)	ITS (MPa)	Valor medio (MPa)
1A	125,1	37700	1,78	150	1,279	1,19
2A	124,7	32300	1,76	150	1,099	
1B	124,7	37250	2,10	150	1,268	1,36
2B	123,1	36250	2,10	150	1,25	
1C	123,2	39600	1,92	150	1,364	1,25
2C	121,5	38300	1,90	150	1,338	

Tabella 7.7: Valori di resistenza a trazione indiretta

In figura 7.9 viene riportato l'andamento dell'indice ITS rispetto alla quantità di filler presente nei vari provini. I risultati ottenuti sono verificati in quanto il valore minimo di resistenza richiesto dal Capitolato Speciale d'Appalto deve essere superiore a 0,6 MPa.

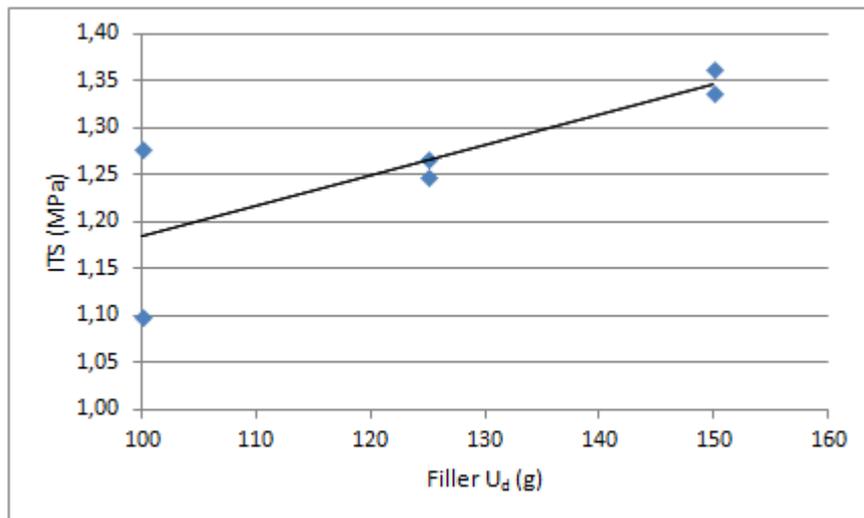


Figura 7.9: Andamento degli indici ITS all'aumentare del filler U_d

Dal grafico si osserva un andamento crescente dell'indice ITS all'aumentare della quantità di filler U_d . Ciò significa che all'aumentare del filler all'interno della miscela questa risulta essere più resistente, come facilmente pronosticabile. Il quantitativo di filler U_d scelto per il seguente lavoro di tesi è quello pari a 125 g in quanto fornisce ottimi valori di resistenza a trazione

indiretta. Le miscele bituminose realizzate invece con 150 g di filler sono state scartate in quanto troppo "secche", ovvero il bitume veniva assorbito in gran parte dal filler.

In tabella 7.8 viene riportato il nuovo dosaggio in grammi delle varie pezzature per la realizzazione dei provini U_d e si osserva che il peso finale della miscela risulta minore rispetto al precedente.

Apertura setacci (mm)	Massa provini U_d (g)
16	198
12,5	1020
8	2004
4	254
2	305
1	197
0,5	109
0,063	189
Filler	125
Totale	4400

Tabella 7.8: Massa provini U_d

7.5 Resistenza a trazione indiretta

La prova ITS (Indirect Tensile Strength) misura la resistenza a trazione indiretta e la deformazione di compressione a rottura in mm per trazione indiretta del provino, di provini cilindrici di conglomerato bituminoso ottenuti in laboratorio.

Le miscele bituminose analizzate per determinare la resistenza a trazione indiretta ITS sono 6, tutte realizzate mediante compattazione con pressa giratoria (600 kPa e 80 giri). In particolare, si sono realizzati:

- 3 provini con un quantitativo di filler FF pari a 225 g;
- 3 provini con un quantitativo di filler U_d pari a 125 g.

All'uscita dal forno, prima della compattazione, le teglie hanno una temperatura pari a 186°C.

Le procedure di prova e l'apparecchiatura sono analoghe a quelle riportate nel paragrafo precedente.

I valori di resistenza a trazione indiretta di ogni provino sono riportati in tabella 7.9.

Provino	h (mm)	P (N)	Scorrimento (mm)	Diametro (mm)	ITS (MPa)	Valor medio (MPa)
1 FF	125,2	22600	4,16	150	0,77	0,92
2 FF	122,5	30050	2,46	150	1,04	
3 FF	124,8	27850	2,96	150	0,95	
1 U _d	126,5	23100	2,62	150	0,78	0,98
2 U _d	127,7	31650	2,28	150	1,05	
3 U _d	127,9	33500	2,28	150	1,11	

Tabella 7.9: Valori di resistenza a trazione indiretta

Si osserva che il valor medio tra i provini realizzati con i diversi filler è pressoché uguale.

Dalla figura 7.10 si evince come tutte le miscele abbiano caratteristiche di resistenza superiori, anche del 50%, al limite imposto dal Capitolato Speciale d'Appalto preso come riferimento. Ciò significa che la nuova miscela proposta risulta caratterizzata da buone prestazioni meccaniche.

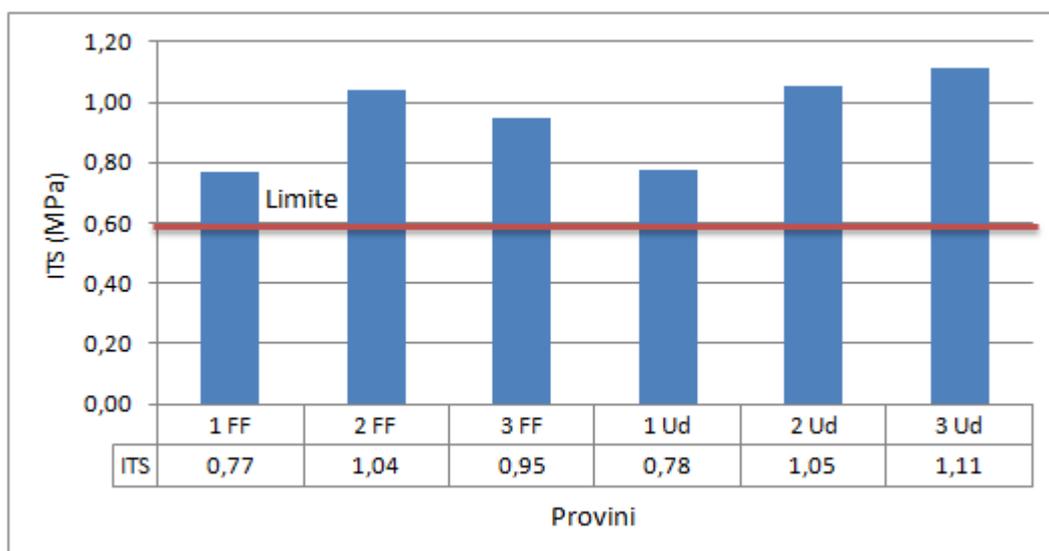


Figura 7.10: Confronto tra il valore di ITS ottenuto e il limite imposto da Autostrada del Brennero

7.6 Sensibilità all'acqua

Nel seguente paragrafo vengono illustrati i risultati ottenuti dallo studio della sensibilità all'acqua effettuato su provini di conglomerato bituminoso. In particolare, vengono misurate le resistenze a trazione indiretta dei campioni secondo la UNI EN 12697-23 e in seguito confrontate con quelle misurate nel caso di campioni "asciutti" (§ 6.12).

Le miscele bituminose analizzate sono le stesse del caso precedente:

- 3 provini con un quantitativo di filler FF pari a 225 g;
- 3 provini con un quantitativo di filler U_d pari a 125 g.

All'uscita dal forno, prima della compattazione, le teglie hanno una temperatura pari a 184°C.

La differenza sostanziale, rispetto alla prova precedente, è che i provini al termine della compattazione e raffreddamento vengono sottosti a un bagno termostatico alla temperatura costante di 40°C.

In tabella 7.10 sono riportati i risultati in termini di resistenza a trazione indiretta ottenuti per i 6 provini.

Provino	h (mm)	P (N)	Scorrimento (mm)	Diametro (mm)	ITS _w (MPa)	ITS _w (MPa) - medie
1 FF	126,6	22500	3,48	150	0,75	0,80
2 FF	126,9	25050	4,14	150	0,84	
3 FF	125,7	24200	3,80	150	0,82	
1 U_d	127,7	23200	2,78	150	0,77	0,80
2 U_d	126,5	24750	2,60	150	0,83	
3 U_d	127,0	23550	2,62	150	0,79	

Tabella 7.10: Valori dell'indice ITS per i provini condizionati in acqua

È possibile osservare, come nel caso dei provini asciutti, che i valori medi sono superiori al valore di 0,6 MPa imposto da Capitolato e come le miscele mostrino resistenza a trazione indiretta inferiori rispetto a quelle "asciutte", come facilmente prevedibile, poiché il contatto prolungato con l'acqua riduce le prestazioni del conglomerato.

Inoltre si nota che i provini realizzati con filler bentonitico raggiungono la rottura in modo più fragile rispetto agli altri, infatti lo scorrimento è minore.

In figura 7.11 sono riportati graficamente i valori di resistenza a trazione indiretta.

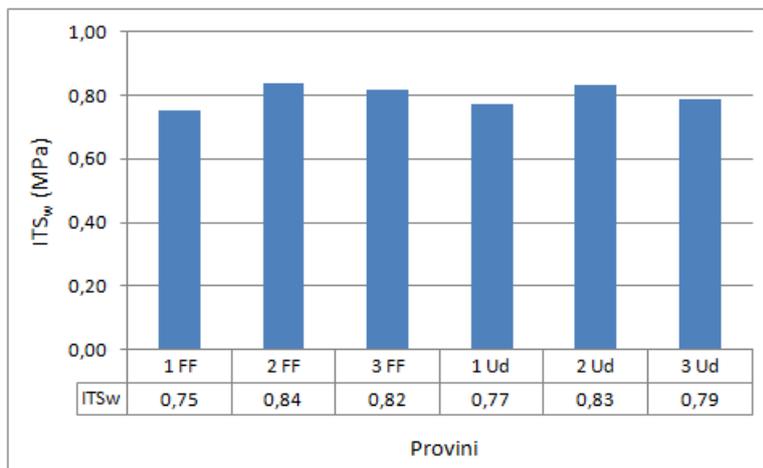


Figura 7.11: Istogramma dei valori di resistenza a trazione indiretta

In figura 7.12 sono riportati graficamente i valori medi di resistenza a trazione indiretta nel caso di condizioni asciutte e bagnate. Si osserva come nel caso di condizioni bagnate i valori medi di resistenza siano inferiori rispetto al caso asciutto.

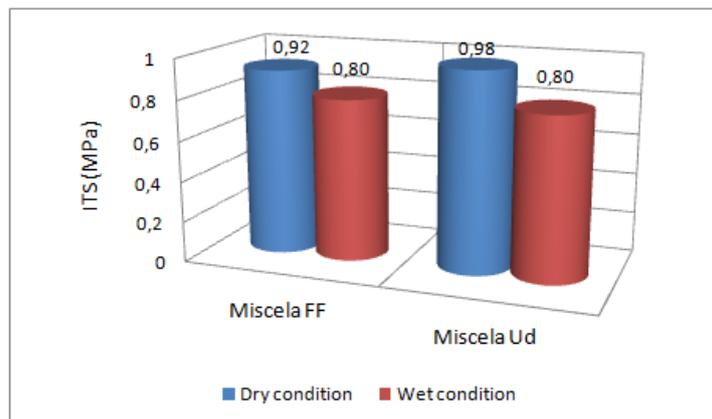


Figura 7.12: Resistenza a trazione indiretta - confronto tra le condizioni asciutte e bagnate

Si riportano ora nella tabella seguente i valori dell'indice ITSR calcolato come rapporto percentuale fra la resistenza a trazione indiretta dei provini condizionati in acqua e quella dei campioni in aria.

Provino	ITS _w (MPa)	ITS _d (MPa)	ITSR (%)	ITSR (%) - medie
1 FF	0,75	0,77	99	88
2 FF	0,84	1,04	80	
3 FF	0,82	0,95	86	
1 U _d	0,77	0,78	99	83
2 U _d	0,83	1,05	79	
3 U _d	0,79	1,11	71	

Tabella 7.11: Valori percentuali dell'indice ITSR

È possibile osservare, per i materiali testati, valori superiori al limite imposto da normativa pari al 75% tranne per il provino 3 U_d. Tuttavia, i valori medi delle due miscele sono superiori al limite. Ne consegue che, i provini condizionati in acqua non subiscono un abbattimento consistente della resistenza a trazione indiretta.

In figura 7.13 sono riportati graficamente i risultati dell'indice ITSR.

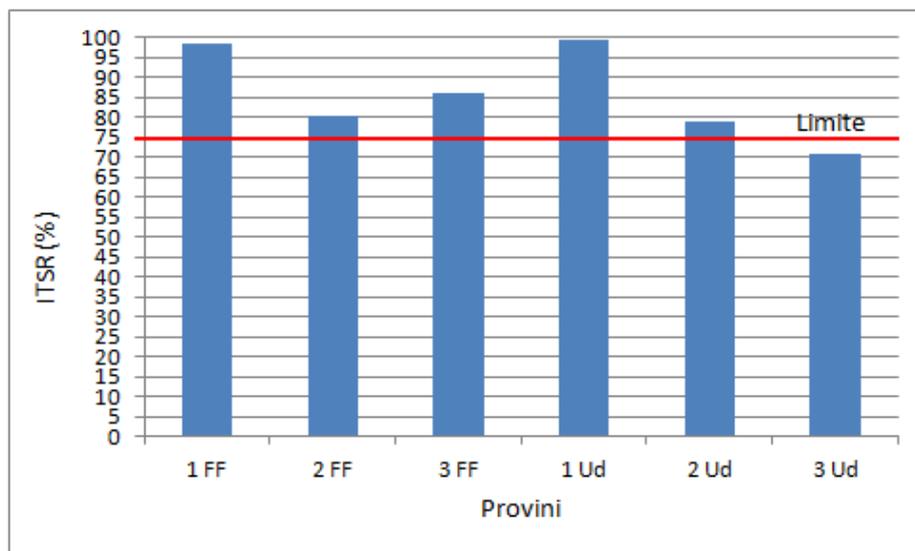


Figura 7.13: Confronto tra il valore di ITSR ottenuto e il limite imposto da Autostrada del Brennero

7.7 Caratterizzazione volumetrica

Nel seguente paragrafo sono esposte le procedure di laboratorio per la valutazione del contenuto di vuoti e delle curve di addensamento delle due miscele. Queste ultime definiscono, in relazione al numero di rivoluzioni effettuate dalla pressa giratoria, la percentuale raggiunta della massima densità del conglomerato bituminoso. Per prima cosa si prelevano dei campioni di materiale dai provini precedentemente portati a rottura mediante la prova ITS. I campioni vengono opportunamente sgranati e viene calcolata la massa volumica massima del conglomerato, con il metodo del picnometro, in accordo con la norma UNI EN 12697-5 (§ 6.8).

Le tabelle sottostanti riportano i risultati ottenuti per i provini con filler FF. Il valore medio della massa volumica massima del conglomerato (media campione 1 e 2) risulta essere pari a $2,487 \text{ g/cm}^3$.

Picnometro I	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	1846,21
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	523,1
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2158,35
Temperatura acqua (°C)	24
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9973
Volume materiale(cm ³)	211,527
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,473

Picnometro II	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	2031,79
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	558,02
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2367,37
Temperatura acqua (°C)	25
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9971
Volume materiale(cm ³)	223,094
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,501

Nelle tabelle che seguono sono invece riportati i valori riferiti ai provini U_d :

Picnometro I	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	1844,6
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	657,81
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2221,19
Temperatura acqua (°C)	25
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9971
Volume materiale(cm ³)	282,046
Peso volume SECCO (g/cm ³)	2,332

Picnometro II	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	2030,66
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	709,02
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2440,35
Temperatura acqua (°C)	25
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9971
Volume materiale(cm ³)	300,210
Peso volume SECCO (g/cm ³)	2,362

Il valore medio della massa volumica massima del conglomerato (media campione 1 e 2) risulta essere pari a 2,347 g/cm³.

Successivamente, con riferimento alla norma UNI EN 1097-6 (§ 6.9), viene calcolato il peso apparente degli aggregati e il peso specifico saturo a superficie asciutta degli aggregati (massa volumica SSA). Le tabelle sottostanti riportano i risultati ottenuti per i provini con filler FF:

Massa volumica dei granuli	
Picnometro I	
Peso picnometro + H2O (g)	1845,84
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	677,54
Peso picnometro + H2O + materiale (g)	2273,26
Temperatura acqua (°C)	21
Densità H2O (g/cm ³)	0,9980
Volume materiale (cm ³)	250,616
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,703

Massa volumica dei granuli SSA	
Picnometro I	
Peso picnometro + H2O (g)	1845,84
Peso materiale essiccato (UMIDO) (g)	684,45
Peso picnometro + H2O + materiale (g)	2273,26
Temperatura acqua (°C)	21
Densità H2O (g/cm ³)	0,9980
Volume materiale (cm ³)	257,54
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,658

Nelle tabelle che seguono sono invece riportati i valori riferiti ai provini
 U_d :

Massa volumica dei granuli	
Picnometro I	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	2031,79
Peso materiale essiccato (SECCO) (g)	738,07
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2491,51
Temperatura acqua (°C)	22
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9978
Volume materiale (cm ³)	278,964
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,646

Massa volumica dei granuli SSA	
Picnometro I	
Peso picnometro + H ₂ O (g)	2031,79
Peso materiale essiccato (UMIDO) (g)	747,44
Peso picnometro + H ₂ O + materiale (g)	2491,51
Temperatura acqua (°C)	22
Densità H ₂ O (g/cm ³)	0,9978
Volume materiale (cm ³)	288,354
Peso volume SECCO (g/cm³)	2,592

Inoltre si è valutata la percentuale di bitume sulla miscela attraverso l'uso dell'apparecchiatura Soxhlet (§ 6.10).

Nella tabella seguente sono riportati i risultati per i provini FF:

Campione FF		
Filtro	1	2
Peso filtro + conglomerato bituminoso (g)	467,80	599,30
Peso filtro (g)	45,90	50,40
Peso conglomerato impiegato (g)	421,90	548,90
Peso materiale senza bitume + filtro (g)	449,06	575,18
Peso materiale senza bitume (g)	403,16	524,78
Peso bitume (g)	18,74	24,12
Percentuale bitume (%)	4,65	4,60
Peso complessivo materiale (g)	927,94	
Peso complessivo conglomerato impiegato (g)	970,8	
Peso complessivo bitume (g)	42,86	
Percentuale bitume su conglomerato (%)	4,41	
Percentuale bitume su aggregato (%)	4,62	

Nella tabella seguente sono riportati i risultati per i provini U_d:

Campione U_d		
Filtro	1	2
Peso filtro + conglomerato bituminoso (g)	533,70	533,75
Peso filtro (g)	48,70	53,50
Peso conglomerato impiegato (g)	485,00	480,25
Peso materiale senza bitume + filtro (g)	510,86	511,09
Peso materiale senza bitume (g)	462,16	457,59
Peso bitume (g)	22,84	22,66
Percentuale bitume (%)	4,94	4,95
Peso complessivo materiale (g)	919,75	
Peso complessivo conglomerato impiegato (g)	965,3	
Peso complessivo bitume (g)	45,5	
Percentuale bitume su conglomerato (%)	4,71	
Percentuale bitume su aggregato (%)	4,95	

Riassumendo, i valori in percentuale di bitume sulla miscela, ricavati con questa metodologia di prova, sono:

- 4,41% per i provini con filler FF;
- 4,71% per i provini con filler U_d .

I valori trovati sono inseriti in un foglio di calcolo per la determinazione delle curve di compattazione e il contenuto dei vuoti. Oltre a questi dati bisogna essere a conoscenza della massa dei provini sia in acqua che in aria e le altezze fornite in output dalla pressa giratoria a ogni giro.

I provini su cui vengono calcolate le masse sono 6:

- 3 provini con filler tradizionale FF (225 g);
- 3 provini con filler U_d (125 g).

All'uscita dal forno, prima della compattazione, le teglie hanno una temperatura pari a 188°C.

La determinazione della massa in acqua dei provini si ricava con l'ausilio di una bilancia idrostatica (figura 7.14) ponendo il provino all'interno di un contenitore pieno d'acqua a temperatura ambiente su un braccio della bilancia. L'altro braccio della bilancia viene caricato con dei pesi fino a raggiungere l'equilibrio tra i due.

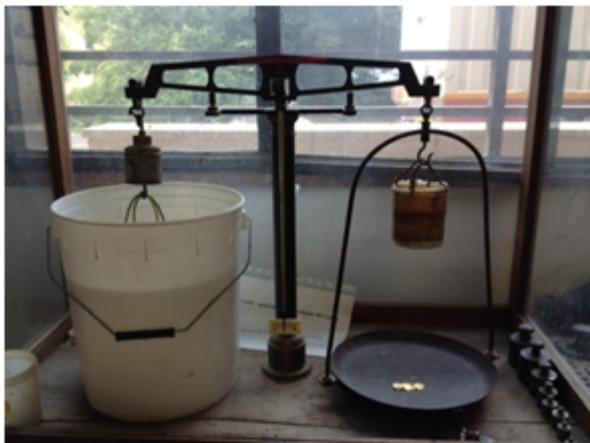


Figura 7.14: Bilancia idrostatica

I valori di massa in aria e acqua dei provini sono riportati nella tabella seguente:

Provino	H media (mm)	Massa (g)	Massa in acqua (g)
1 FF	125,88	4685,9	2485,5
2 FF	126,09	4680,9	2480,7
3 FF	126,67	4695,4	2486,3
1 U _a	127,23	4593,6	2405,6
2 U _a	127,85	4597,3	2408,8
3 U _a	126,56	4589,7	2399,8

Tabella 7.12: Massa in aria e acqua dei provini

Sono ora riportate le formule matematiche utilizzate all'interno del foglio di calcolo per il calcolo dei parametri volumetrici. I parametri più importanti, che verranno elencati in seguito sono:

- V_a (*Air Voids*) percentuale di vuoti nella miscela;
- VMA (*Voids in Mineral Aggregate*) percentuale di vuoti presenti negli aggregati;
- VFA (*Voids Filled with Asphalt*) percentuale di vuoti riempiti di bitume.

È necessario definire una serie di parametri utilizzati per esprimere il grado di compattazione della miscela, tra cui il peso di volume massimo della miscela (G_{mm}):

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}}$$

dove:

P_s è percentuale in peso dell'aggregato sulla massa totale della miscela;

G_{se} è il peso di volume effettivo dell'aggregato;

P_b è la percentuale in peso di legante sulla massa totale della miscela;

G_b è il peso di volume del legante.

Il peso di volume effettivo dell'aggregato (G_{se}) si ricava con la formula:

$$G_{se} = G_{sb} + 0,8 \cdot (G_{sa} - G_{sb})$$

dove:

G_{sa} è il peso di volume apparente dell'aggregato: cioè il rapporto fra il peso

del provino e il suo volume, escludendo i vuoti permeabili all'acqua;
 G_{sb} è il peso di volume "bulk" dell'aggregato: cioè il rapporto fra il peso del provino e il suo volume considerando anche i vuoti permeabili all'acqua, quindi $G_{sa} > G_{sb}$;
 0,8 è un valore relativo alla capacità di assorbimento degli aggregati.

I valori relativi all'aggregato e al bitume permettono di stimare la percentuale di bitume assorbito dall'inerte e la percentuale di bitume effettivo:

$$P_{ba} = 100 \cdot \frac{(G_{se} - G_{sb}) \cdot G_b}{G_{se} \cdot G_{sb}}$$

dove:

P_{ba} è la percentuale di bitume assorbito dall'inerte;
 G_b è il peso specifico del bitume.

La percentuale di bitume effettivo (P_{be}) si calcola con la formula::

$$P_{be} = P_b - \frac{(P_{ba} \cdot P_s)}{100}$$

dove:

P_b è la percentuale di bitume nella miscela;
 P_s è la percentuale di aggregato nella miscela.

Di seguito sono indicati i parametri che vengono calcolati durante la prova ad ogni rotazione:

$$G_{mb}(stimato) = \frac{W_m/V_{mx}}{\gamma_w}$$

dove:

W_m è il peso del provino in grammi;
 γ_w è la densità dell'acqua;
 V_{mx} è il volume del provino calcolato con la formula:

$$V_{mx} = \frac{\pi d^2 h_x}{4} \cdot 0,001 cm^3/mm^3$$

dove:

h_x è l'altezza del provino durante la compattazione (mm).

Siccome il provino non ha la superficie perfettamente liscia si calcola un coefficiente C di correzione come il rapporto fra i pesi del volume del conglomerato compattato, ovvero il rapporto fra il peso del provino compattato e il suo volume, (G_{mb}) misurato e quello stimato a fine prova.

$$C = \frac{G_{mb}(misurato)}{G_{mb}(stimato)}$$

In questo modo, grazie al coefficiente C si ricalcola il valore di G_{mb} corretto:

$$G_{mb}(\text{corretto}) = C \cdot G_{mb}(\text{stimato})$$

con il quale si può calcolare il peso di volume massimo della miscela come:

$$G_{mm} = \frac{G_{mb}(\text{corretto})}{G_{mm}(\text{misurato})}$$

Si determinano infine i parametri volumetrici in relazione al valore di progetto:

- V_a percentuale di vuoti nella miscela:

$$V_a = 100 - \%G_{mm}@Ndesign$$

- VMA percentuale di vuoti presenti negli aggregati:

$$\%VMA = 100 - \left(\frac{\%G_{mm}@Ndesign \cdot G_{mm} \cdot P_s}{G_{sb}} \right)$$

- VFA percentuale di vuoti riempiti di bitume:

$$\%VFA = 100 \cdot \left(\frac{VMA - V_a}{VMA} \right)$$

In generale, si osserva che le diverse miscele contenenti filler FF, a fine compattazione raggiungono un grado di addensamento leggermente inferiore all'85% della densità massima teorica ($\%G_{mm}$). Le curve seguono tutte lo stesso andamento e raggiungono circa lo stesso grado di addensamento.

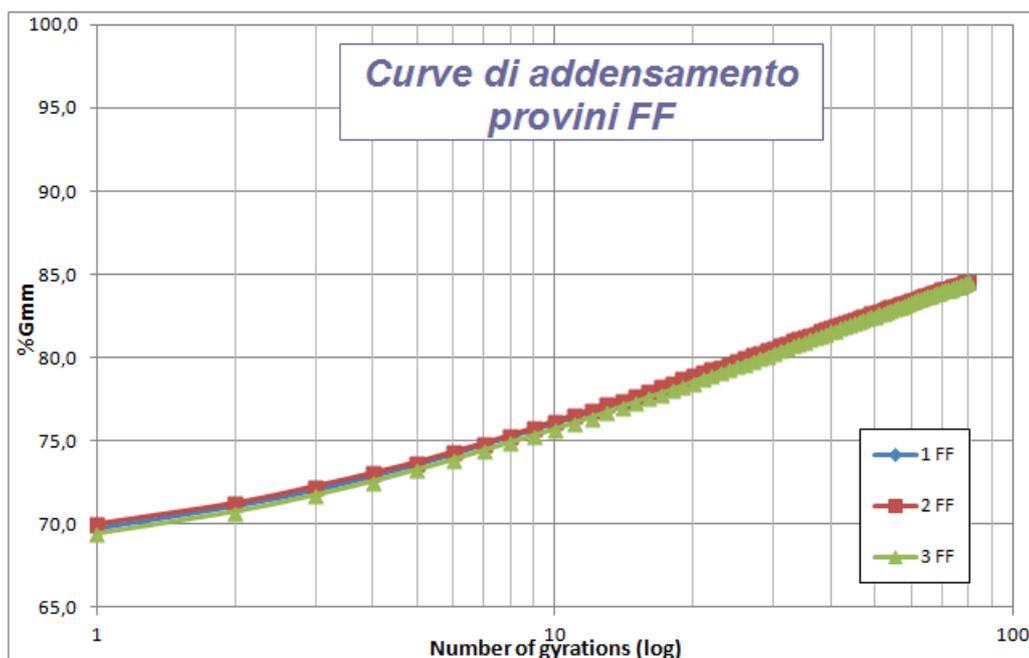


Figura 7.15: Curve di addensamento dei campioni contenenti filler FF

I provini di filler FF presentano un contenuto di vuoti pari a:

N° gyrations = 80	Provino 1 FF	Provino 2 FF	Provino 3 FF
VMA (%)	23,4	23,5	23,6
Va (%)	15,3	15,4	15,5
VFA (%)	34,6	34,4	34,3

Tabella 7.13: Parametri volumetrici dei provini FF

I provini realizzati con filler calcareo presentano in media un contenuto di vuoti del 15,4%.

Le curve di addensamento delle miscele U_d , a fine compattazione raggiungono un grado di addensamento superiore all'85% della densità massima teorica ($\%G_{mm}$). Anche in questo caso le curve seguono tutte lo stesso andamento e raggiungono circa lo stesso grado di addensamento.

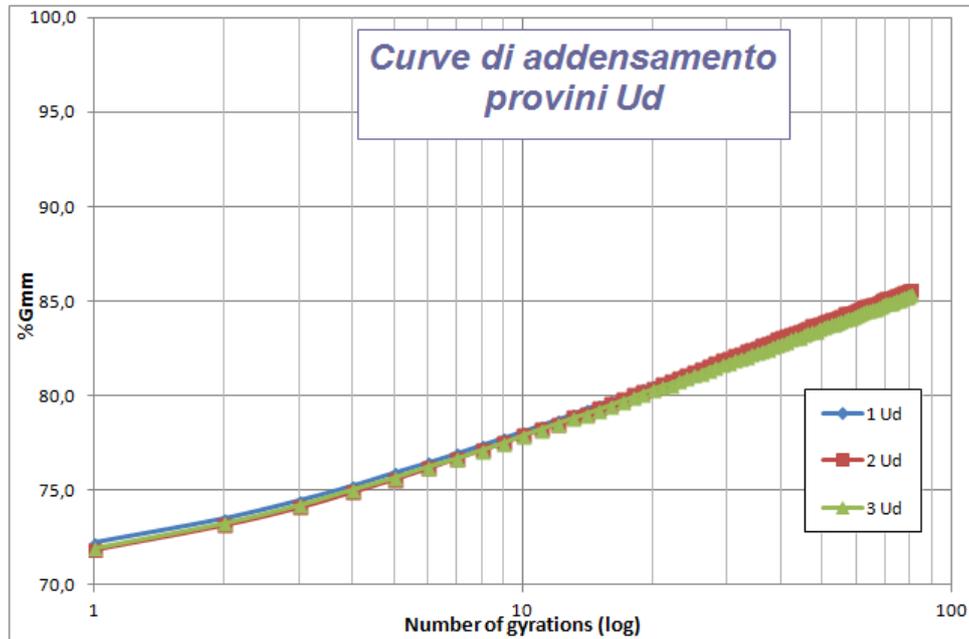


Figura 7.16: Curve di addensamento dei campioni contenenti filler U_d

I provini U_d hanno in media un contenuto di vuoti del 14,5%.

N° gyrations = 80	Provino 1 FF	Provino 2 FF	Provino 3 FF
VMA (%)	22,8	22,8	23,0
Va (%)	14,5	14,4	14,6
VFA (%)	36,5	36,6	36,3

Tabella 7.14: Parametri volumetrici dei provini U_d

Dal confronto tra le curve di compattazione si evince come, a parità di energia di compattazione, le miscele U_d presentano una maggiore percentuale di densità massima, probabilmente legata alla differenza di viscosità assunta dal mastice bituminoso all'atto della miscelazione. Inoltre, se si considerano le curve da 0 a 10 giri, si nota che il grado di addensamento è maggiore per la miscela U_d ; questo significa che c'è un maggiore auto-addensamento iniziale per il filler di recupero.

7.8 Permeabilità verticale

La procedura per valutare la permeabilità verticale è descritta nel paragrafo 6.13. Il test viene condotto sugli stessi provini utilizzati per la valutazione del contenuto dei vuoti della miscela. In particolare, questi sono stati opportunamente tagliati in modo da ottenere uno spessore superiore al 25% del diametro. I provini su cui eseguire la prova sono 12.

L'apparecchiatura di prova (Figura 7.18) è composta da:

- tubo in plastica: avente diametro esterno pari a 150 mm e diametro interno pari a 145 mm;
- contenitore in acciaio: dove al suo interno vi è alloggiata la piastra forata regolabile in altezza;
- fogli di gomma; dello spessore di 3 mm aventi la funzione dell'anello di gomma;
- piastra forata;
- contenitore di plastica: riempito d'acqua fino al livello dell'estremità superiore del provino;
- contenitore di plastica: vuoto di massa m_1 .

Alla base del tubo viene posizionato il provino di conglomerato bituminoso e poi, tramite un nastro di plastica adesivo, viene fissato saldamente ad esso. Lo spessore del provino deve essere interamente ricoperto dal nastro in modo tale da limitare il flusso orizzontale dell'acqua (funzione di confinamento).



Figura 7.17: Fase di posizionamento del provino

Successivamente il tubo insieme al campione vengono posti sulla piastra perforata e si procede con la prova. Si procede versando dell'acqua all'interno del tubo (figura 7.18, punto b) fino al raggiungimento del livello indicato da normativa (300 mm) e viene mantenuto costante per il rimanente tempo della prova.



Figura 7.18: Prova di permeabilità: a) strumentazione; b) inizio della prova

I dettagli della prova sono riportati in tabella 7.15.

Tempo t (s)	Temperatura (°C)	Massa $m - m_1$ (g)	Diametro campioni - D (m)	Altezza reale della colonna d'acqua - l (m)
80	25	667	0,15	0,3

Tabella 7.15: Dettagli della prova

Nel corso della prova viene aggiunta acqua in piccole quantità in modo tale da mantenere l'altezza della colonna d'acqua.

L'acqua permea attraverso il provino e fuoriuscire dal primo contenitore fino a raggiungere quello alla base. Quest'ultimo deve essere pesato all'inizio della prova e dopo quando è pieno d'acqua. La differenza fra questi due pesi rappresenta la quantità d'acqua che permea attraverso il provino. Tramite le formule 6.7 e 6.8 è possibile ricavare il flusso verticale dell'acqua e la permeabilità verticale, in accordo con la formula di Darcy.

La tabella 7.16 riporta i risultati dei test condotti sui 12 provini a disposizione.

Campione	Spessore (m)	massa 2 (g)	Q_v (m ³ /s)	K_v (m/s)	K_v (10 ⁻³ m/s)	Valor medio
1 FF	0,06204	9720	0,00011316	0,001324283	1,32	1,51
	0,05955	12720	0,00015066	0,001692362	1,69	
2 FF	0,06071	12720	0,00015066	0,001725328	1,73	1,39
	0,06215	7840	8,9663E-05	0,001051135	1,05	
3 FF	0,06225	13720	0,00016316	0,00191587	1,92	1,49
	0,06029	8200	9,4163E-05	0,001070852	1,07	
1 U _d	0,0624	10260	0,00011991	0,001411417	1,41	1,21
	0,06083	7740	8,8413E-05	0,001014467	1,01	
2 U _d	0,06221	10280	0,00012016	0,001410053	1,41	1,39
	0,06155	10120	0,00011816	0,001371874	1,37	
3 U _d	0,06264	10700	0,00012541	0,001481832	1,48	1,32
	0,05991	8920	0,00010316	0,001165809	1,17	

Tabella 7.16: Valori di permeabilità dei provini

Generalmente la permeabilità dei conglomerati bituminosi drenanti si trova nell'intervallo $0,5 \times 10^{-3} \text{ m/s} \div 3,5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$.

È possibile osservare in figura 7.19 come i valori di permeabilità ricadono tutti all'interno di questo range.

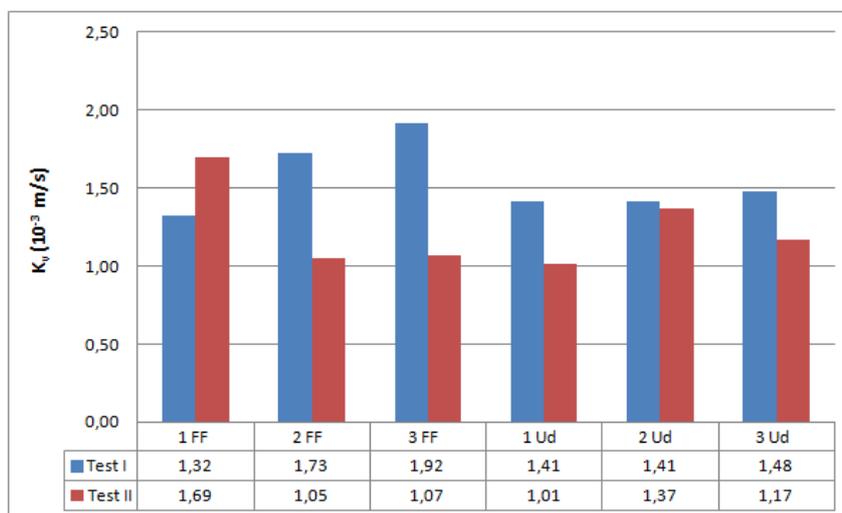


Figura 7.19: Variabilità della permeabilità nei provini

Il grafico mostra come i valori tra gli stessi provini siano molto simili, tranne che per i provini 2 FF e 3 FF. Il motivo di ciò è che questi, dopo la

compattazione, presentavano la superficie alterata da residui di lavorazione. Il valore più alto di permeabilità si è riscontrato per il provino 3 FF e si osserva anche che per i provini 2 FF e 2 U_d il valor medio è lo stesso. Questo significa che entrambi i provini hanno le stesse caratteristiche di permeabilità anche se sono realizzati con filler e dosaggi in volume diversi.

7.9 Modulo di rigidità ITSM

La prova ITSM si pone come obiettivo primario fornire un inquadramento complessivo della rigidità meccanica delle differenti miscele proposte. La prova permette di determinare il modulo di rigidità dei provini cilindrici precedentemente utilizzati per il test di permeabilità verticale.

I test sono stati eseguiti presso il Laboratorio di Strade servendosi dell'apparecchiatura MATTA e secondo la norma di riferimento UNI EN 12697-26 (§ 6.14.3).



Figura 7.20: Posizionamento del provino all'interno dell'apparecchiatura MATTA

Le prove sperimentali sono state eseguite alle temperature di 5°C, 20°C e 35°C per valutare l'andamento del modulo dinamico in funzione della temperatura di esercizio.

Prima del test, i provini sono posti nella camera termostatica del dispositivo MATTA fino al completo raggiungimento di una temperatura costante, coincidente con quella di prova. Come descritto precedentemente, il macchinario applica una sollecitazione tale da indurre nel provino una deformazione orizzontale di 5 μm . Tuttavia, per temperature molto basse, l'attuatore

pneumatico non è in grado di imprimere una forza tale da portare ad una deformazione diametrale pari a $5 \mu\text{m}$. Per questo alle temperature di 5°C viene imposta una deformazione pari a $3 \mu\text{m}$ (deformazione rientrante nei limiti imposti da normativa).

Al termine della prova, l'elaboratore fornisce in output l'andamento del carico (curva verde) e quello della deformazione (curva gialla) e calcola il valore medio del modulo "aggiustato" in MPa, come riportato in figura 7.21.

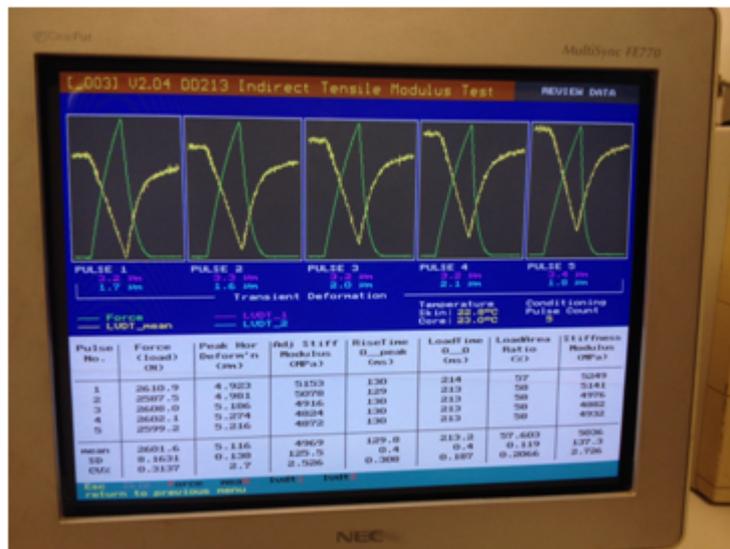


Figura 7.21: Esempio di output

Dopo aver eseguito la prova lungo il primo diametro (Test I) del campione lo si ruota di 90° lungo il suo asse orizzontale e si ripete il test (Test II) e si eseguono nuovamente i calcoli. Se la differenza tra i due moduli è risultata superiore al 10% si è ripetuto il test (Test III) lungo un altro diametro.

Di seguito sono riportati i valori di modulo dinamico ottenuti dai test eseguiti alle diverse temperature di prova (Tabelle 7.17 ÷ 7.19). Nelle figure vengono invece riportati i valori del modulo di rigidità medio per dare una lettura più rapida del risultato finale. Si osserva che i moduli dinamici per i provini realizzati con filler U_d sono mediamente più elevati rispetto a quelli con filler tradizionale. Con la lettera A si intende la parte superiore del provino tagliato, mentre con la B si intende quella inferiore.

- Prova eseguita a 5°C e Valori medi dei moduli ITSM

Provino n°	ITSM (MPa) a 5°C				
	Altezza (mm)	Test 1	Test 2	Test 3	Valor medio
1 FF (A)	62,04	7402	7936	/	7669
2 FF (A)	60,71	5886	4191	5528	5202
3 FF (A)	62,25	8987	9665	/	9326
3 FF (B)	60,29	8662	8293	/	8478
1 Ud (A)	62,4	14819	11930	9630	12126
2 Ud (A)	62,21	16070	15558	12557	14728
3 Ud (A)	62,64	10194	10037	/	10116
3 Ud (B)	59,91	11186	10324	10969	10826

Tabella 7.17: Modulo dinamico a 5°C

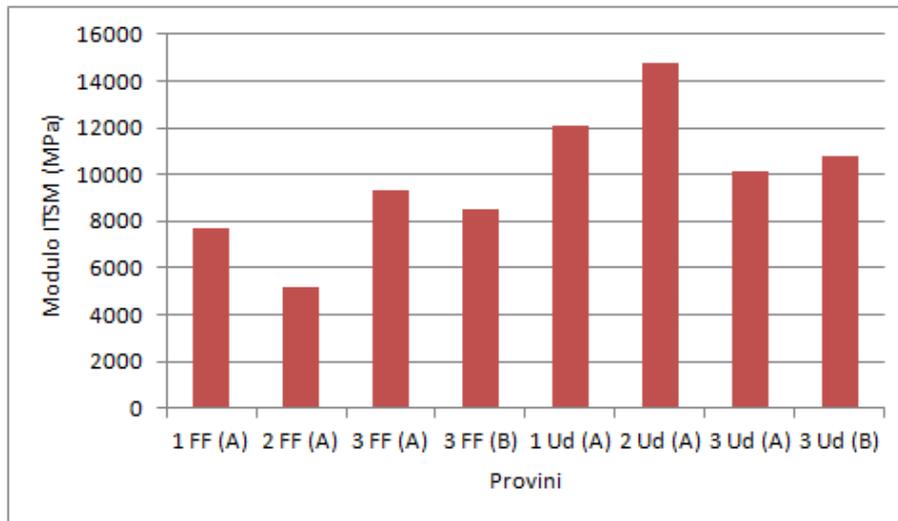


Figura 7.22: Modulo dinamico medio a 5°C

- Prova eseguita a 20°C e Valori medi dei moduli ITSM

Provino n°	ITSM (MPa) a 20°C				
	Altezza (mm)	Test 1	Test 2	Test 3	Valor medio
1 FF (A)	62,04	2890	2430	2562	2627
2 FF (A)	60,71	2915	2286	2396	2532
3 FF (A)	62,25	4775	4105	4291	4390
3 FF (B)	60,29	3954	4135	3936	4008
1 Ud (A)	62,4	5440	5448	/	5444
2 Ud (A)	62,21	6434	7674	6551	6886
3 Ud (A)	62,64	4969	4579	4531	4693
3 Ud (B)	59,91	5162	5230	5188	5193

Tabella 7.18: Modulo dinamico a 20°C

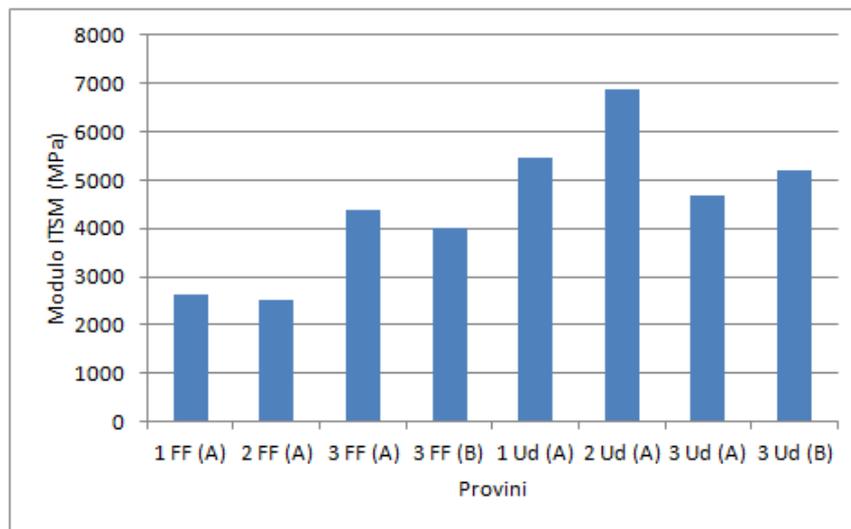


Figura 7.23: Modulo dinamico medio a 20°C

- Prova eseguita a 35°C e Valori medi dei moduli ITSM

Provino n°	ITSM (MPa) a 35°C				
	Altezza (mm)	Test 1	Test 2	Test 3	Valor medio
1 FF (A)	62,04	488,7	617,5	567	558
2 FF (A)	60,71	508	470,6	/	489
3 FF (A)	62,25	1154	1103	/	1129
3 FF (B)	60,29	1147	1066	/	1107
1 Ud (A)	62,4	1846	2017	/	1932
2 Ud (A)	62,21	2677	2414	/	2546
3 Ud (A)	62,64	1877	1844	/	1861
3 Ud (B)	59,91	1847	2084	2152	2028

Tabella 7.19: Modulo dinamico a 35°C

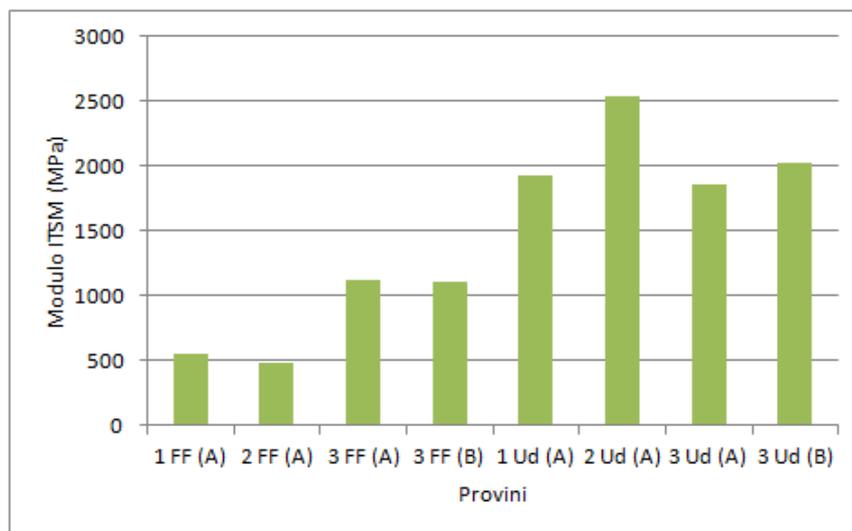


Figura 7.24: Modulo dinamico medio a 35°C

Dal confronto dei moduli di rigidezza alle varie temperature, si evince come le miscele con filler U_d presentino valori di rigidezza maggiori delle altre. Rispetto alla miscela con filler calcareo tradizionale, l'utilizzo di filler U_d comporta un incremento del Modulo di Rigidezza di circa il 40%. Nella figura 7.25 è riportato l'andamento del valor medio dei moduli in funzione delle diverse temperature di prova sia per i provini con filler FF, sia U_d .

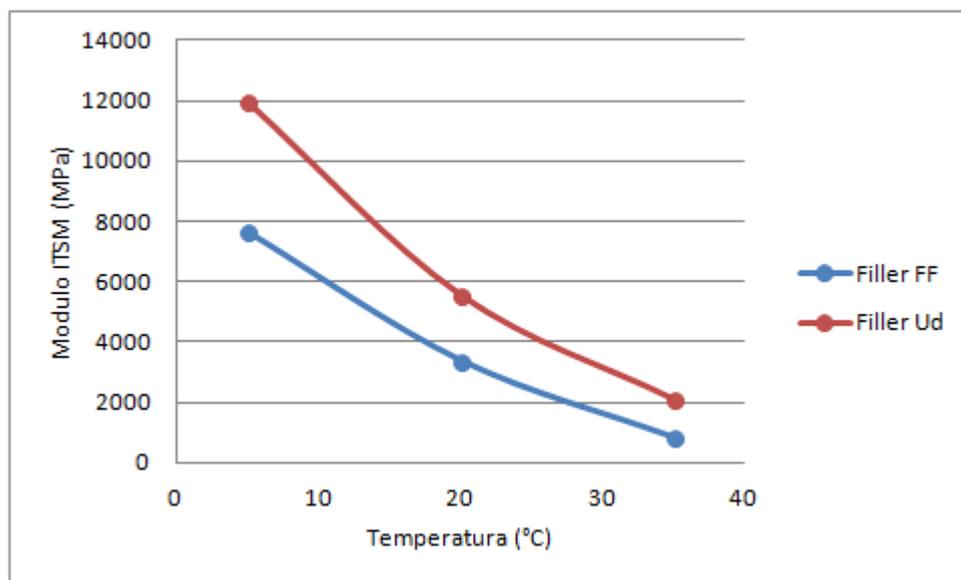


Figura 7.25: Andamento del valor medio del modulo dinamico con la temperatura

Il modulo ITSM è molto sensibile alle modalità di esecuzione e alle caratteristiche del provino testato: piccole oscillazioni di temperatura portano a variazioni significative sul modulo di rigidezza, così come la casuale disposizione degli aggregati sulla particolare giacitura indagata.

Si osserva un andamento simile delle due curve; i moduli dinamici calano con l'aumentare della temperatura.

7.10 Creep test

Lo scopo della seguente prova è quello di caratterizzare le miscele di conglomerato bituminoso dal punto di vista della resistenza all'accumulo di deformazioni permanenti, in base alla valutazione della deformazione raggiunta al termine del test di creep dinamico, come si è già evidenziato nel paragrafo 6.15. I test sono stati eseguiti sugli stessi provini utilizzati per il calcolo del modulo ITSM servendosi dell'apparecchiatura MATTA in accordo con la norma UNI EN 12697-25.

La prova prevede di riscaldare i provini all'interno della camera termostatica del dispositivo di prova fino a raggiungere la temperatura di 40°C.

I valori che sono stati impostati per i test sono:

- precarico: 50 kPa;
- tempo di precarico: 600 s;
- valore massimo della pressione: 100 kPa;
- tempo di carico: 1000 ms;
- periodo dell'onda di carico: 2000 ms;
- cicli di carico applicati: 3600;
- deformazione limite: 10%.

In seguito, si è proceduto con l'esecuzione della prova che prevede l'applicazione di un precarico di 50 kPa per 10 minuti, la successiva applicazione del carico ciclico e la contemporanea lettura dell'abbassamento degli LVDT ad ogni ciclo. Al raggiungimento dei 3600 cicli prefissati è possibile registrare il massimo valore della deformazione permanente raggiunta da ciascun provino.

Nella tabella 7.20 sono riportati i valori finali di deformazione cumulata per ogni provino, i valori medi per le due miscele e i valori di rigidità (creep stiffness) dei provini.

Test di creep dinamico a 40°C				
Provino	Altezza (mm)	Deformazione cumulata ϵ (%)	ϵ (%) – medie	Creep Stiffness (MPa)
1 FF (A)	62,04	0,4758	0,4071	21,3
2 FF (A)	60,71	0,4312		23,0
3 FF (A)	62,25	0,4035		25,0
3 FF (B)	60,29	0,3179		31,7
1 U _d (A)	62,40	0,3441	0,2748	29,1
2 U _d (A)	62,21	0,2519		39,9
3 U _d (A)	62,64	0,3115		32,1
3 U _d (B)	59,91	0,1917		51,1

Tabella 7.20: Risultati creep test dinamico

Si osserva che in tutti i casi esaminati non si raggiunge la soglia dell'1% di deformazione e che i provini U_d raggiungono una deformazione cumulata media inferiore rispetto a quelli FF; dato che si riscontra anche dai moduli di rigidezza che risultano più elevati nel caso del filler U_d .

In figura 7.26 sono riportati gli andamenti di deformazione cumulata durante lo svolgimento della prova: i valori di deformazione cumulata sono più elevati nel caso dei provini con filler FF, che restituiscono una media di 0,41%, mentre per quanto riguarda il filler U_d si ha un valore più basso pari a 0,27%. In entrambe le curve si osserva una prima fase di rapida deformazione e una seconda fase caratterizzata da una pendenza minore.

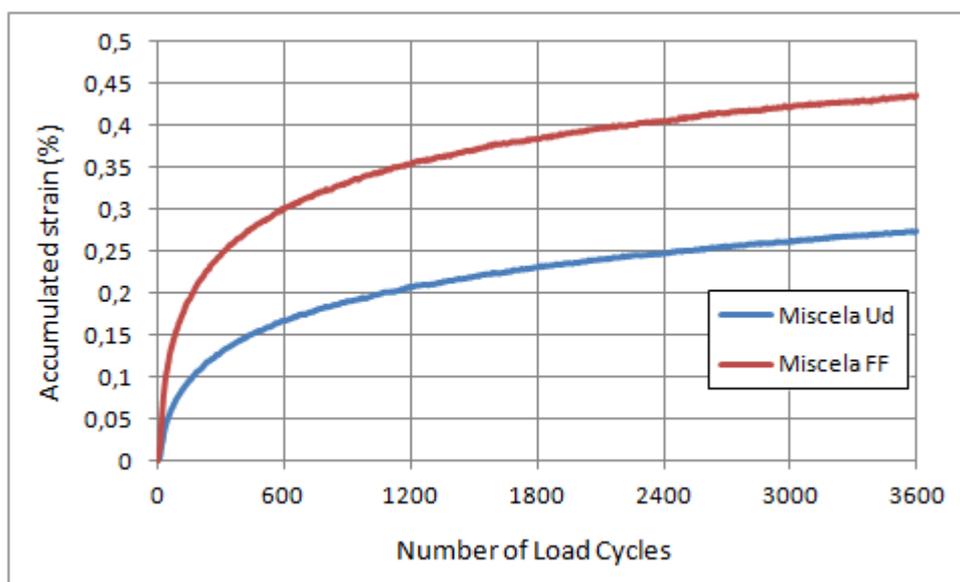


Figura 7.26: Deformazione cumulata - confronto tra le due miscele

I risultati mostrano che la presenza di filler U_d non comporta variazioni negative sulle proprietà di resistenza della miscela: i valori di Accumulated Strain sono inferiori alla miscela FF presa come riferimento. Ciò dimostra che le caratteristiche di resistenza alle deformazioni permanenti sono esaltate dalla presenza di terra bentonitica esausta digestata all'interno della miscela bituminosa, soprattutto a temperature elevate.

I provini che finora non sono stati testati, vengono immersi in acqua alla temperatura di 25°C per 72 ore. Successivamente, anch'essi vengono sottoposti al test di creep dinamico per valutare se vi è una riduzione di resistenza alle deformazioni permanenti.



Figura 7.27: Provini immersi in acqua alla temperatura di 25°C

La tabella 7.21 mostra i risultati della prova di creep post immersione.

Test di creep dinamico a 40°C				
Provino	Altezza (mm)	Deformazione cumulata ε (%)	ε (%) - medie	Creep Stiffness (MPa)
1 FF (B)	59,55	0,4071	0,4325	24,6
2 FF (B)	62,15	0,4579		21,7
1 U _d (B)	60,83	0,3295	0,2534	30,2
2 U _d (B)	61,55	0,1772		57,1

Tabella 7.21: Risultati creep test dinamico - post immersione

Confrontando i risultati, si osserva che in nessuno dei casi si raggiunge la deformazione dell'1% e che i provini U_d raggiungono una deformazione cumulata media inferiore rispetto a quelli FF. I valori medi delle deformazioni cumulate sono confrontabili con quelli dei provini non immersi in acqua e si ha un valore superiore solo per la miscela FF. Questo a dimostrazione che il condizionamento in acqua a temperatura ambiente non comporta una diminuzione della resistenza alle deformazioni permanenti.

7.11 Prova Cantabro

Come già sottolineato nel paragrafo 6.16, la prova Cantabro determina la perdita in peso del conglomerato bituminoso per frantumazione dopo 300 rotazioni all'interno del tamburo Los Angeles in assenza delle classiche sferette metalliche. La prova viene eseguita su 6 provini compattati mediante il costipatore meccanico Marshall. I provini vengono realizzati con le due tipologie

di filler e seguendo il dosaggio in volume descritto nel capitolo precedente al fine di realizzare una miscela di 1200 g. Vengono indicati con la sigla FF quando viene utilizzato filler calcareo, mentre si utilizza la dicitura U_d per il filler bentonitico.

In tabella 7.22 viene riportato il dosaggio in grammi delle varie pezzature per la realizzazione dei provini FF di 1200 g.

Apertura setacci (mm)	Trattenuti (%)	Massa provini FF (g)
16	4,4	53
12,5	22,7	272
8	44,5	534
4	5,7	68
2	6,8	81
1	4,4	52
0,5	2,4	29
0,063	4,2	50
Filler	5	60
Totale		1200

Tabella 7.22: Massa provini Marshall di tipo FF

Anche in questo caso si esegue una proporzione per determinare il quantitativo di filler U_d e il risultato è pari a 33,5 g. In tabella 7.23 viene riportato il dosaggio in grammi delle varie pezzature per la realizzazione dei provini U_d e si osserva che il peso finale della miscela risulta minore rispetto al precedente.

Apertura setacci (mm)	Trattenuti (%)	Massa provini U_d (g)
16	4,4	53
12,5	22,7	272
8	44,5	534
4	5,7	68
2	6,8	81
1	4,4	52
0,5	2,4	29
0,063	4,2	50
Filler	5	33,5
Totale		1174

Tabella 7.23: Massa provini Marshall di tipo U_d

Gli aggregati, preriscaldati a 130°C, sono messi in recipienti metallici (Figura 7.28) e successivamente viene colato il bitume caldo alla temperatura

di circa 190°C. Ricordando, dallo studio Pavimental, che la percentuale di bitume sugli inerti deve essere del 5,10% si ricava una quantità pari a 61,2 g per ogni miscela.



Figura 7.28: Miscele bituminose all'interno dei recipienti metallici prima della colatura del bitume

La fase successiva prevede la miscelazione manuale del composto in modo tale da favorire la ricopertura totale del materiale lapideo. L'operazione viene eseguita due volte per ogni teglia raggiunta la temperatura di circa 180°C. A questo punto la miscela di conglomerato bituminoso viene posta in una fustella di diametro di $101,6 \pm 0,1$ mm (Figura 7.29) e collocata nel compattatore Marshall.



Figura 7.29: Stampo per i provini Marshall

I provini vengono realizzati lasciando cadere una massa battente per 75 volte su entrambe le facce del provino come specificato da normativa. Si

ottengono così 6 provini che verranno sottoposti alle seguenti fasi:

1. lasciare i provini, completamente asciutti, per almeno 4 ore alla temperatura di 20°C;
2. pesare i provini (P_1);
3. inserire un provino alla volta dentro all'apparecchiatura per la determinazione del coefficiente di frantumazione Los Angeles (Figura 7.30), accertandosi che siano state rimosse le sfere metalliche;



Figura 7.30: Macchinario Los Angeles

4. impostare la Los Angeles a 300 rivoluzioni, con velocità pari a 3,5 rad/s;
5. far partire il test, verificando inizialmente che la temperatura del tamburo della Los Angeles sia la stessa di quella del provino;
6. al termine della prova, estrarre il provino, rimuovere con un panno le particelle sciolte attaccate al provino;
7. pesare il provino privo delle particelle sciolte (P_2).



Figura 7.31: Prova Cantabro: a) provino prima della prova; b) provino dopo la prova

Nella tabella seguente sono riportati i valori di perdita in peso in grammi e in percentuale ottenuti dalla formula 6.12.

Perdita in peso – provini Marshall						
Provino	P ₁ (g)	P ₂ (g)	Perdita in peso (g)	Perdita in peso (g) - medie	Perdita in peso (%)	Perdita in peso (%) - medie
1 FF	1123,86	1118,92	104,94	93,69	8,57	7,63
2 FF	1235,98	1162,03	73,95		5,98	
3 FF	1224,27	1122,10	102,17		8,35	
1 U _d	1230,05	1074,53	155,52	184,42	12,64	15,11
2 U _d	1217,33	1016,59	200,74		16,49	
3 U _d	1215,23	1018,24	196,99		16,21	

Tabella 7.24: Valori di perdita in peso

Si osserva che i provini con minor perdita di peso, sia in grammi che in percentuale, sono quelli realizzati con filler calcareo, mentre quelli realizzati con filler U_d presentano un valore doppio rispetto ai precedenti. Questi risultati, confrontati con i valori di resistenza a trazione indiretta, evidenziano come le due miscele presentino caratteristiche di resistenza confrontabili, mentre dal punto di vista dell'usura e del degrado nel tempo le miscele con filler U_d siano meno performanti.

Le figure 7.32 e 7.33 riportano graficamente i valori medi di perdita in peso delle due tipologie di miscele esaminate.

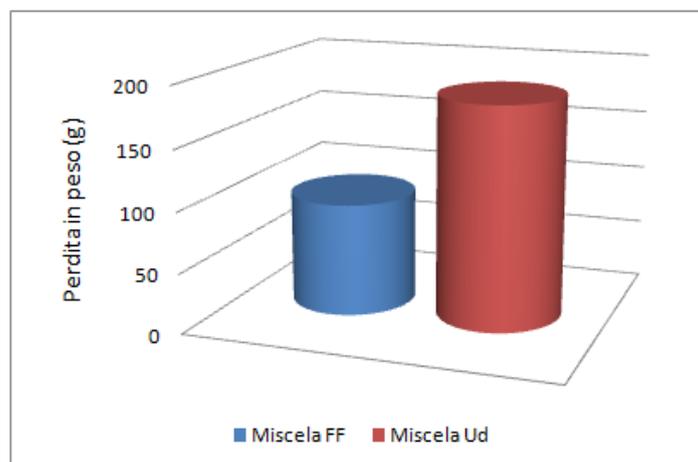


Figura 7.32: Valori di perdita in peso - medie (g)

Entrambe le miscele soddisfano il requisito imposto da normativa che prevede come limite da non superare il valore di perdita in peso pari al 25%.

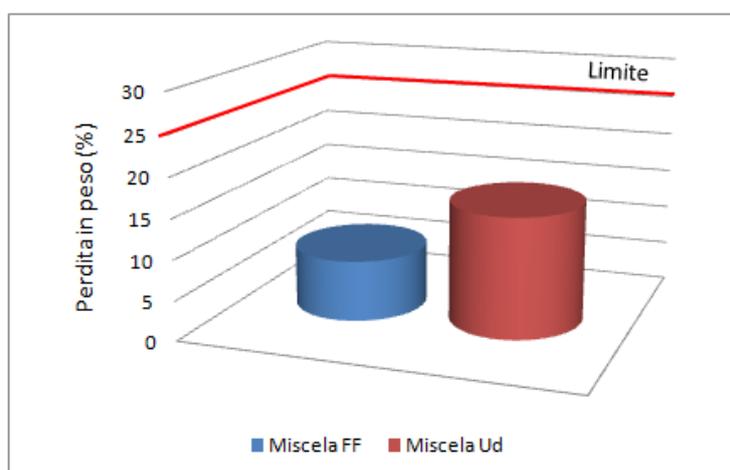


Figura 7.33: Valori di perdita in peso - medie (%)

I risultati dimostrano come le caratteristiche di durabilità del conglomerato bituminoso realizzato con filler bentonitico siano minori, ma comunque accettabili da normativa.

Capitolo 8

Conclusioni

Nel corso degli anni, il deterioramento delle infrastrutture viarie presenti sul territorio italiano ha spostato l'attenzione degli ingegneri civili a trovare soluzioni ecocompatibili per la loro manutenzione. Gli approcci tradizionali, finora utilizzati per il risanamento o la costruzione ex-novo delle pavimentazioni stradali, contrastano con il rispetto dell'ambiente, perché comportano la riduzione delle risorse naturali, l'accumulo dei rifiuti e il degrado ambientale. A tal fine i materiali usati sia nella costruzione che nei lavori di manutenzione devono essere scelti in modo da minimizzare il consumo delle risorse naturali, massimizzare l'utilizzo di materiali di riciclo e minimizzare l'emissione di gas nocivi, senza effetti dannosi sull'ambiente.

Il presente lavoro di tesi ha lo scopo di fornire informazioni in merito all'utilizzo di filler bentonitico di recupero per conglomerati bituminosi a caldo per strati di usura drenanti e fonoassorbenti. Data l'assenza di riferimenti e dati in letteratura sull'impiego di tale filler, si è deciso di procedere analizzando le caratteristiche fisico-meccaniche di questo tipo di filler in relazione al tradizionale filler calcareo. In seconda analisi si è proceduto ad analizzare le caratteristiche meccaniche e prestazionali delle due miscele di conglomerato bituminoso confezionate con le due diverse tipologie di aggregato filler.

Sulla base delle prove effettuate e dall'analisi dei risultati ottenuti, possono essere tratte le seguenti conclusioni relative all'impiego dei filler bentonitici di recupero per miscele bituminose di usura drenanti e fonoassorbenti:

- L'introduzione di filler bentonitico all'interno della miscela, in sostituzione a quello calcareo, la rende più secca, in quanto il bitume viene adsorbito con più facilità e determina anche un maggior irrigidimento del mastice bituminoso.

- Dal confronto delle curve di compattazione si osserva come, a parità di energia di compattazione, le miscele realizzate con filler U_d presentano una maggiore percentuale di densità massima, probabilmente legata alla differenza di viscosità assunta dal mastice bituminoso all'atto della miscelazione. I provini costituiti da filler calcareo presentano in media un contenuto di vuoti del 15,4%, mentre quelli con filler bentonitico del 14,5%.
- Dai test di resistenza a trazione indiretta, la presenza di filler U_d comporta buone caratteristiche meccaniche di resistenza. Si osserva infatti come i valori dell'indice ITS siano strettamente confrontabili e che, seppur di poco, la terra bentonitica esausta digestata determina un aumento della resistenza a trazione indiretta rispetto alla miscela con filler calcareo. Probabilmente questo aspetto è attribuibile alle differenti caratteristiche volumetriche dei filler testati; in particolare i vuoti Rigden elevati del filler U_d comportano un aumento della rigidità del mastice bituminoso. Entrambe le miscele hanno caratteristiche di resistenza superiori, anche del 50%, al limite imposto dal Capitolato Speciale d'Appalto preso come riferimento.
- Dall'analisi di sensibilità all'acqua, si evince che i provini sottoposti a un periodo di 72 ore in acqua alla temperatura di 40°C non subiscono un consistente abbattimento della resistenza a trazione indiretta. Entrambe le miscele raggiungono resistenze più basse rispetto a quelle "asciutte", come facilmente prevedibile, poiché il contatto con l'acqua riduce le prestazioni del conglomerato. Inoltre, si nota che lo scorrimento che porta alla rottura è minore per i provini realizzati con filler bentonitico; ciò significa che la rottura per questi ultimi viene raggiunta in modo più fragile. I valori dell'indice ITSR sono mediamente superiori al limite imposto dalle Specifiche Tecniche, pari al 75%.
- Il test di permeabilità verticale, condotto in laboratorio, ha evidenziato un valore medio simile per i 12 provini testati e conforme all'intervallo entro cui si trovano i conglomerati bituminosi drenanti. Tuttavia, i valori non rientrano nei requisiti imposti da Autostrada del Brennero poiché troppo bassi; il motivo può essere che, dopo la compattazione, le superfici dei provini risultavano alterate da residui di lavorazione.
- Dall'analisi dei valori del modulo dinamico (ITSM), si evince come le miscele con filler U_d presentino valori di rigidità maggiori delle altre. Rispetto alla miscela con filler calcareo tradizionale, l'utilizzo di filler

bentonitico comporta un incremento del Modulo di Rigidezza di circa il 40%.

- Dall'analisi della prova di creep dinamico a 40°C, si osserva che i provini U_d raggiungono una deformazione cumulata media inferiore rispetto a quelli FF. Nessun Capitolato stabilisce quale sia la soglia critica di deformazione, perciò si è deciso di considerare, esaminando i materiali disponibili in letteratura, il valore massimo dell'1%. Tutti i provini testati non raggiungono questo valore. I risultati mostrano che la presenza di filler U_d non comporta variazioni negative sulle proprietà di resistenza della miscela e che le caratteristiche di resistenza alle deformazioni permanenti sono esaltate dalla presenza di terra bentonitica esausta digestata all'interno della miscela bituminosa, soprattutto a temperature elevate. Inoltre, anche i valori medi delle deformazioni cumulate dei provini immersi in acqua a 25°C sono confrontabili con i provini in aria. Questo a dimostrazione che il condizionamento in acqua a temperatura ambiente non comporta una diminuzione della resistenza alle deformazioni permanenti.
- I test sulla perdita di particelle hanno evidenziato che i provini realizzati con filler U_d presentano un valore doppio rispetto a quelli realizzati con filler calcareo. Ne consegue che, siano meno performanti, dal punto di vista dell'usura e del degrado nel tempo, rispetto alle miscele tradizionali. Questo fatto è da attribuire alla fragilità della coesione superficiale poiché, dopo la prova, i provini risultavano più disgregati. Tuttavia, entrambe le miscele soddisfano il requisito imposto da normativa che prevede come limite da non superare il valore di perdita in peso pari al 25%.

È stato osservato che il filler bentonitico digestato può essere utilizzato nel confezionamento di miscele bituminose per strati di usura drenanti e fonoassorbenti con prestazioni simili o addirittura superiori alle equivalenti con filler calcareo tradizionale. Le prove condotte non hanno evidenziato nessun deterioramento delle caratteristiche meccaniche. Si ricorda che sono necessari studi circa il drenaggio del legante e il comportamento a fatica delle miscele bituminose in relazione alle fasi di esercizio dei materiali.

Concludendo si può affermare che nel caso in esame l'impiego del filler U_d consente di risparmiare una risorsa naturale come il filler calcareo, a parità di inerti e legante nella miscela. Inoltre, si ha un vantaggio dal punto di vista economico, poiché meno volumi di questo materiale vengono smaltiti in discarica.

Sulla base delle considerazioni elaborate nel corso dello studio, i maggiori vantaggi si sono ottenuti dal punto di vista della:

- rigidità dinamica;
- resistenza a trazione indiretta;
- resistenza alle deformazioni permanenti;
- sensibilità all'acqua.

Inoltre, i valori di permeabilità verticale, anche se non sono conformi alle Specifiche Tecniche prese come riferimento, ricadono all'interno dell'intervallo $0,5 \times 10^{-3} \div 3,5 \times 10^{-3}$ m/s tipico dei conglomerati bituminosi drenanti.

Bibliografia

[1] *Porous Pavement*, Thelen E., Howe L.F., Franklin Institute, Philadelphia, Pennsylvania, 1978.

[2] *Modification of aggregate grading for porous asphalt*, Hamzah, Samat, Joon and Muniandy, Eurasphalt & Eurobitume Congress, 12-14 May 2004, Eventhotel Pyramide, Vienna, Austria.

[3] *Characterization of the clogging behaviour of double layer porous asphalt*, M.O. Hamzah, Hardiman, Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 6, pp. 968-980, 2005.

[4] *Two-layer porous asphalt – for urban roads*, Bendtsen, Andersen, Raaberg, Larsen & Kragh, 2005, Danish Road Institute, Report 144, 18pp.

[5] *Draining Function of Porous Asphalt during Snowmelt and Temporary Freezing*, Bäckström M. & Bergström A., 2000, Canadian J. Civ. Eng., 27(3), pp 594-598.

[6] *Porous pavements*, Bruce K. Ferguson, Integrative Studies in Water Management and Land Development, 2005.

[7] *Acoustical properties of porous asphalts: theoretical and environmental aspects*, Berengier M., Hamet J.F., Bar P., Transportation Research Record, 1990.

[8] *Dalle pavimentazioni speciali, sicurezza e comfort per l'utente*, Carlo Costa, Ilaria De Biasi, Strade e Autostrade, 2008.

[9] *Hot-Mix Asphalt Permeability and Porosity*, Vivar E. & Haddock J.E., 2007, paper to 82nd Annual Meeting of Association of Asphalt Paving Tech-

nologists, San Antonio, Texas.

[10] *Compaction studies of asphalt concrete pavement as related to water permeability test*, Zube E., 1962, State of California, Dept. of Public Works, Div. of Highways.

[11] *Investigation of segregation of asphalt mixtures in the State of Georgia*, Brown E.R., Collins R. & Brownfield J.R., 1989, Paper presented to 68th Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington DC.

[12] *The effects of moisture and compaction on the quality of asphalt pavements*, Santucci L.E., Allen D.D. & Coates R.L., 1985, J. Assoc. Asphalt Paving Technol., 54, pp. 168–208.

[13] *Development of Critical Field Permeability and Pavement Density Values for Coarse-Graded Superpave Pavements*, Cooley L. Allen Jr., Brown E.R. & Maghsoodloo S., 2001, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, NCAT Report No. 01–03, September 2001.

[14] *Development of a Finite Element Tool for Simulation of Ravelling of Asphaltic Mixes*, Kringos N. & Scarpas A., 2004, Proc. 2004 Int'l Conf. Computational & Experimental Eng'g & Sciences (ICCES'04), Madeira, Portugal, July, Tech Science Press, in CD ROM.

[15] *Modeling of Combined Physical-Mechanical Moisture Induced Damage in Asphaltic Mixes*, Kringos, N., 2007, PhD dissertation, Delft University Press.

[16] *Mechanics based Computational Platform for Pavement Engineering*, Scarpas, A., 2005, PhD thesis, Delft University of Technology.

[17] *Measurement of Aggregate - Mastic Bond Strength in the Presence of Moisture: A Combined Experimental - Computational Study*, Copeland A., Kringos N, Youtcheff J. & Scarpas A., 2007, Proc. 86th Transportation Research Board.

[18] *Caratterizzazione di filler per conglomerati bituminosi*, M. Bocci, Università di Ancona - F. Giuliani, Università di Parma.

[19] *Impiego della cenere volante come filler nei conglomerati bituminosi*, Marco Bressan, Alessandro Pasqualini, Felice M. Liberatore, 2013.

[20] *Laboratory investigation on volume proportioning scheme of mineral fillers in asphalt mixture*, Ambika Kuity, Sandhya Jayaprakasan, Animesh Das, *Construction and Building Materials* 68 (2014) 637-643.

[21] Progetto di incremento della capacità produttiva dello stabilimento di lavorazione e trasformazione di prodotti alimentari e produzione di energia da fonti rinnovabili mediante digestione anaerobica, Unigrà, Procedura di Verifica di Assoggettabilità a VIA, Parte Seconda D. Lgs n.152/06 e s.m.i. e L.R. n. 9/99 e s.m.i., settembre 2011.

[22] UNI EN 13242: 2008, *Aggregati per materiali non legati e legati con leganti idraulici per l'impiego in opere di ingegneria civile e nella costruzione di strade*.

[23] UNI EN 13043: 2004, *Aggregati per miscele bituminose e trattamenti superficiali per strade, aeroporti ed altre aree soggette a traffico*.

[24] UNI EN 933-1: 2009, *Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Determinazione della distribuzione granulometrica - Analisi granulometrica per setacciatura*.

[25] UNI EN 933-2, *Prove per determinare le caratteristiche geometriche degli aggregati - Determinazione della distribuzione granulometrica - Setacci di controllo, dimensioni nominali delle aperture*.

[26] UNI EN 932-1, *Metodi di prova per determinare le proprietà generali degli aggregati - Metodo di campionamento*.

[27] *I bitumi modificati, prestazioni garantite*, Ing. Eleonora Cesolini, Ing. Pierluigi Bernardinetti, *Materiali innovativi nelle costruzioni stradali*, Mexico City 2011.

[28] *Bitume modificato*, Relazione generale, Documentazione tecnica, Stefano Ravaioli, SITEB.

[29] *Progetto dei lavori di ordinaria manutenzione della pavimentazione di conglomerato drenante fonoassorbente speciale sulla Autostrada del Brennero per l'anno 2008-2009*, Autostrada del Brennero S.P.A., Capitolato Speciale d'Appalto, Parte Seconda, p. 74-82.

- [30] UNI EN 58-1, Metodi di campionamento dei leganti bituminosi.
- [31] UNI EN 14023: 2010, Bitumi e leganti bituminosi - Quadro delle specifiche riguardanti i bitumi modificati con polimeri.
- [32] UNI EN 12697-2, Analisi granulometrica degli aggregati.
- [33] UNI EN 12697-10: 2002, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Compattabilità.*
- [34] UNI EN 12697-31: 2007, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 31: Preparazione del provino con pressa giratoria.*
- [35] UNI EN 12697-30: 2012, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 30: Preparazione del provino mediante compattatore a impatto.*
- [36] UNI EN 12697-5: 2010, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 5: Determinazione della massima densità.*
- [37] UNI EN 1097-6: 2008, *Prove per determinare le proprietà meccaniche e fisiche degli aggregati – Determinazione della massa volumica dei granuli e dell'assorbimento d'acqua.*
- [38] CNR B.U. 38/73, *Determinazione del contenuto di legante di miscele di bitume ed aggregati lapidei.*
- [39] UNI EN 12697-23: 2006, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 23: Determinazione della resistenza a trazione indiretta di provini bituminosi.*
- [40] BS EN 12697-19:2012, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt, Part 19: Permeability of specimen.*
- [41] UNI EN 12697-29: 2003, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Determinazione delle dimensioni dei provini di bitume.*

[42] *Le pavimentazioni stradali "a manutenzione zero": caratteristiche dei materiali e criteri progettuali*, Andrea Simone, Cesare Sangiorgi, Università di Bologna, Rassegna del bitume 53/06.

[43] European Committee for Standardization, EN 12697: 2004, *Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 26: Stiffness*, Annex C, Test applying Indirect tension to cylindrical specimens (IT - CY).

[44] UNI EN 12697-25: 2005, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 25: Prova di compressione ciclica*.

[45] UNI EN 12697-17: 2008, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 17: Perdita di particelle del provino di asfalto poroso*.

[46] UNI EN 12697-12: 2008, *Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 12: Determinazione della sensibilità all'acqua dei provini bituminosi*.

Allegato A - Drenoval HARD

M

DRENOVAL HARD M

Bitume modificato con polimeri termoplastici elastomerici SBS

- Bitume modificato con polimeri SBS (modifica HARD).
- Bitume modificato per conglomerati bituminosi di usura chiusi (vuoti < 10%) drenanti e microtappeti.

CARATTERISTICHE	METODO DI PROVA	UNITÀ DI MISURA	RANGE VALORI	VALORI TIPICI
Penetrazione a 25°C, 100 g / 5"	EN 1426	dmm	50 ÷ 70	60
Punto di rammollimento (P.A.)	EN 1427	°C	> 70	75
Viscosità dinamica 160°C	EN 13702-1	Pas	max 0,8	0,6
Punto di rottura Fraaß	EN12593	°C	≤ - 12	- 20
Tuben Test 3 gg @ 180°C	EN 13399	°C	P.A. < 3	< 1
Ritorno elastico a 25°C	EN13398	%	> 75	82

CARATTERISTICHE DOPO RTFOT EN 12607-1	METODO DI PROVA	UNITÀ DI MISURA	RANGE VALORI	VALORI TIPICI
Penetrazione a 25°C, 100 g / 5"	% originale	%	min 60	65

CONDIZIONI OPERATIVE	UNITÀ DI MISURA	VALORI INDICATIVI
Temperatura di stoccaggio ottimale	°C	170
Temperatura di stoccaggio per max 3 gg	°C	180
Temperatura di stoccaggio prolungato oltre 5 gg	°C	140
Temperatura minima di stoccaggio	°C	140
Temperatura di impasto con inerti	°C	160 - 180
Temperatura di compattazione	°C	> 140
Temperatura massima di riscaldamento	°C	180
Temperatura minima di pompaggio	°C	140

NB. Le caratteristiche dichiarate nella presente scheda sono garantite e sono rilevabili, su campioni omogenei di prodotto prelevati in contraddittorio alla consegna secondo le vigenti norme CEN, in particolare la EN 12594.
(Prelievo del campione omogeneo dal lotto - Preriscaldamento campione, prima di ogni operazione di analisi a 180°C).

Rev. 3 - 04/10



Ottanta anni avanti.

Valli Zabban S.p.A. 50219 Sesto Fiorentino (FI) - Via Danubio 10 - Tel. +39.055.32804.1 - Fax +39.055.300300 - www.vallizabban.com - info@vallizabban.it

Allegato B - Etichetta CE

Drenoal HARD M



ETICHETTA CE

DRENOVAL HARD M

INFORMAZIONI

Codice di notifica O.N.	N. 1962
Numero certificato FPC	N. 1962 – CPD - 540
Anno di affissione marcatura	2012
Produttore	VALLI ZABBAN S.p.A. Via Danubio, 10 – 50019 Sesto Fiorentino FI
Sito produttivo	Stabilimento di Bologna Via del Traghetto, 42 – 40100 Bologna
Gradazione	PmB 45/80-65
Descrizione del prodotto	Specifico per conglomerati bituminosi chiusi, aperti e S.A.M.I.

NORMA DI RIFERIMENTO: UNI EN 14023

Requisiti essenziali	Caratteristiche	Metodo	U.d.M.	Valori	Specifica
Consistenza alle temperature intermedie di servizio	Penetrazione a 25°C	UNI EN 1426	dmm	55	45-80 (classe 4)
Consistenza alle temperature elevate di servizio	Punto di Rammollimento P.A.	UNI EN 1427	°C	75	≥ 65 (classe 5)
Coesione	Force Ductility Test a 10°C	UNI EN 13589	J/cm ²	4,2	≥ 3 (classe 7)
	Trazione a lente velocità	UNI EN 13703			
Durabilità Resistenza all'invecchiamento RTFOT EN12607-1	Variazione di massa	-	%	0,2	≤ 0,5 (classe 3)
	Penetrazione a 25°C residua	UNI EN 1426	dmm	65	≥ 60 (classe 7)
	Incremento del punto di rammollimento P.A.	UNI EN 1427	°C	5	≤ 8 (classe 2)
Inflamabilità	Flash point	EN ISO 2592	°C	310	≥ 250 (classe 2)
Altre proprietà					
Fragilità alle basse temperature di esercizio	Punto di rottura Fraass	UNI EN 12593	°C	- 18	≤ -15 (classe 7)
Recupero di deformazione	Ritorno Elastico a 25°C.	UNI EN 13398	%	85	≥ 80 (classe 2)
Ulteriori richieste tecniche					
Intervallo di elastoplasticità		UNI EN 14023	°C	93	≥ 80 (classe 3)
Stabilità allo stoccaggio EN13399	Δ Punto di rammollimento.	UNI EN 1427	°C	1	≤ 5 (classe 2)
	Δ Penetrazione a 25°C	UNI EN 1426	dmm	3	≤ 9 (classe 2)
Condizioni operative				Valori indicativi	
Temperatura di stoccaggio			°C	170 ÷ 180	
Temperatura di stoccaggio prolungato oltre 5 giorni			°C	140	
Temperatura di Impasto con Inerti			°C	160 ÷ 180	
Temperatura minima di compattazione			°C	> 140	
Temperatura minima di pompaggio			°C	140	

Le caratteristiche dichiarate nella presente scheda sono garantite e sono rilevabili, su campioni omogenei di prodotto prelevati in contraddittorio alla consegna secondo le vigenti norme, in particolare la EN 58 e la EN 12594.

Rev. 1 – 01/12



Ottanta anni avanti.

Valli Zabban S.p.A. 50019 Sesto Fiorentino (FI) - Via Danubio 10 - Tel. +39.055.32804.1 - Fax +39.055.300300 - www.vallizabban.com - info@vallizabban.it

Allegato C - Diagramma di Gantt

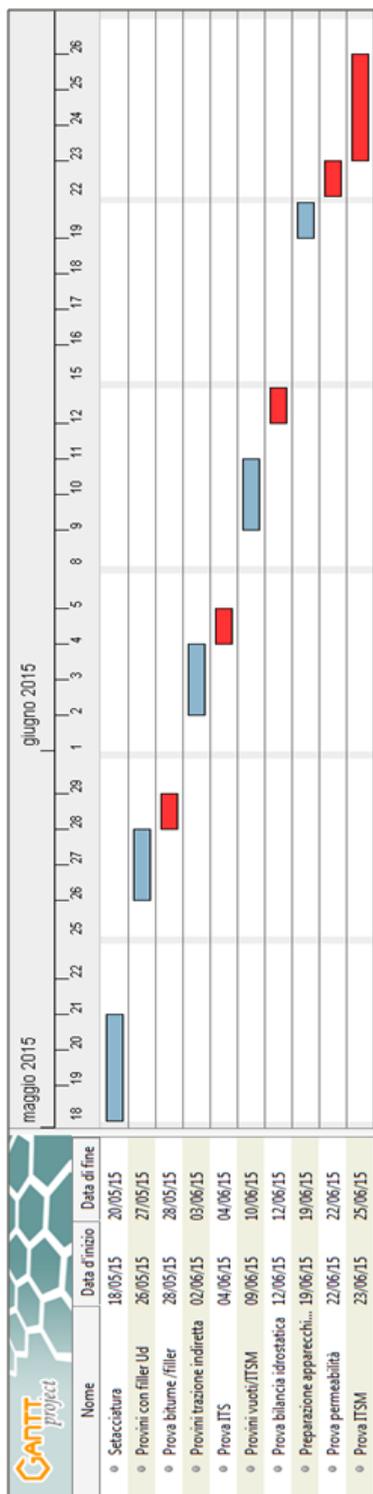


Diagramma di Gantt – Periodo I

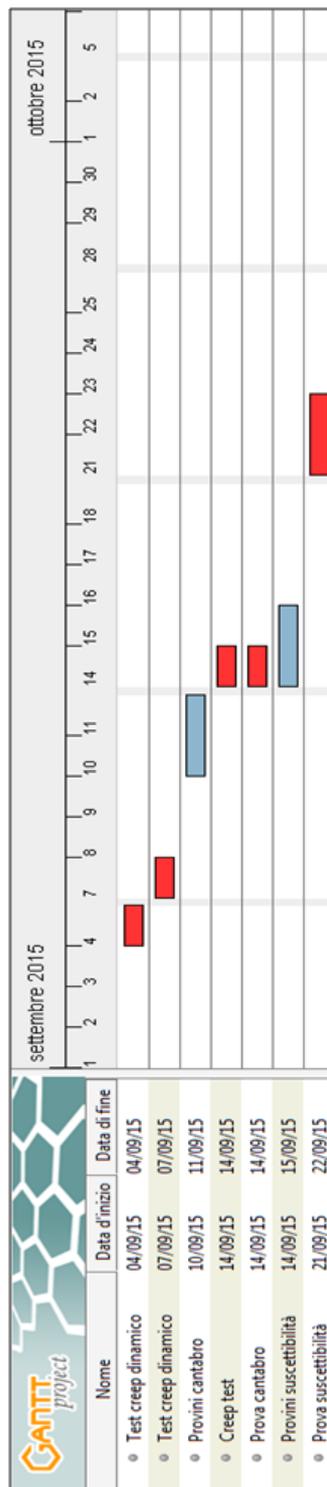


Diagramma di Gantt – Periodo II

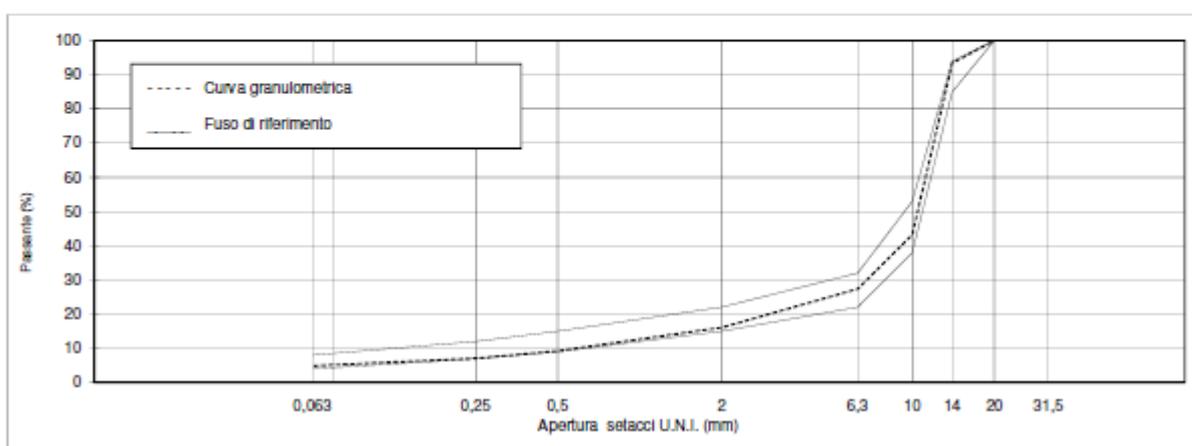
Allegato D - Curva granulometrica

Cantiere : SINTEXCAL - Cassano D'adda Autostrada : A 4 : Torino - Trieste
Miscela : Usura Drenante Strutturale Tratta : Milano - Brescia

Studio granulometrico

Data : 01/08/2014

Inerte	0/10	4/8	8-14	10-16			Filler Cugini	Risultante granulometrica		Fuso		
	Tecnostrade	Fr. Porfidi 2000	Basalti Verona	Fr. Porfidi 2000				Trattenuti %	Passanti %	Passanti %		
Analisi granulometriche (UNI EN 933-1) Set. UNI - Trattenuti %	31,5								100,0	100	100	
	20								100,0	100	100	
	14			11,1	6,2				6,6	93,4	85	94
	10			70,4	66,5				50,2	43,2	38	53
	6,3	1,0	10,8	16,4	25,8				15,9	27,3	22	32
	2	24,5	88,1	1,1	1,3				11,3	16,0	15	22
	0,5	48,2	0,8						6,8	9,2	9	15
	0,25	15,6							2,2	7,0	7	12
	0,063	7,9							2,1	4,9	4	8
	Filler	2,8	0,3	1,0	0,2			20,0	4,9			
% utilizzo	14	8	42	31			5					
Gse g/cm ³ (MVA Inerti)	2,700	2,630	2,932	2,600			2,690		2,752	Gse mix		



Cantiere : SINTEXCAL - Cassano D'adda Autostrada : A 4 : Torino - Trieste
Miscela : Usura Drenante Strutturale Tratta : Milano - Brescia

Data : 01/09/2014

Bitume

% Bitume Riferito Mix : 4,85

% Bitume Riferito Inerti : 5,10

Additivi / Fibre (Minerali o Misti)

0,3 % Rit. Inerti

Pressa Giratoria

Diametri provini (mm) : 100

Angolo rotaz.: $1,25^\circ \pm 0,02^\circ$ - Velocità di rotaz.: 30 rotaz./min - Pressione vert.: 600 kPa

MVA legante (gr/cm³) : 1,02

Gmm : 2,543 (gr/cm³)

N° Rotazioni	Miscela di prova				
	%Gmm	Air voids %	VMA %	VFA %	Air voids %
10	73,0	27,0	-	-	≥ 23
50	81,5	18,5	28,4	34,8	16,5 + 19,0
130	84,3	15,7	-	-	≥ 14

Sime al 98% Gmm					
Bitume rif. Inerti:	N° Rotaz.	%Gmm	Air voids %	VMA %	VFA %

% Bitume da impiegare consigliato (riferito agli Inerti) :

Dg-Densità giratoria di progetto:

Trazione Indiretta (Braziliana)

ITS Resist. Trazione diametrale (MPa) a 25°C	0,64	≥ 0,50
CTI Coefficiente Trazione Indiretta (MPa) a 25°C	48,08	≥ 22