



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
Dipartimento ICEA

Progetto di Ricerca 2011/2012:

**Valutazione delle Prestazioni e Sviluppo di
Geomembrane Bituminose Rinforzate con
Fibra di Vetro per Applicazioni Stradali
Rinnovo Annuale 2011/2012**

Rapporto Finale

Committente: INDEX S.p.A.

Responsabile: Prof. Ing. Francesco Canestrari
Ordinario – SSD Strade, Ferrovie e Aeroporti

Collaboratori: Dr. Ing. Emiliano Pasquini
Assegnista di Ricerca – SSD Strade, Ferrovie e Aeroporti
Dr. Ing. Gilda Ferrotti
Ricercatore – SSD Strade, Ferrovie e Aeroporti

Ancona, Novembre 2013

Indice

Premessa	4
Parte 1 – Indagini di Laboratorio	8
1. Preparazione provini e metodologie di prova	9
1.1 PREPARAZIONE DI PIASTRE BISTRATO MEDIANTE ROLLER COMPACTOR.....	9
1.2 PROVA ASTRA.....	11
1.3 PROVA STATICA DI FLESSIONE SU 3 PUNTI (3PB)	14
1.4 PROVA DINAMICA DI FLESSIONE SU 4 PUNTI (4PB)	15
1.5 REFLECTIVE CRACKING TEST	18
2. Prestazioni Anti-Reflective Cracking	27
2.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE	27
2.1.1 Materiali	27
2.1.2 Programma sperimentale	30
2.2 ANALISI DEI RISULTATI.....	31
2.2.1 Prova ASTRA	31
2.2.2 Reflective Cracking test	36
3 Rinforzo di conglomerati bituminosi modificati	42
3.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE	42
3.1.1 Conglomerato bituminoso.....	42
3.1.2 Geocompositi.....	43
3.1.3 Emulsione bituminosa modificata	44
3.1.4 Programma sperimentale	44
3.2 ANALISI DEI RISULTATI.....	45
3.2.1 Prove ASTRA	45
3.2.2 Prove flessionali 3PB.....	47
4 Geocompositi per applicazioni SAMI	50
4.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE	50
4.1.1 Conglomerato bituminoso.....	50
4.1.2 Geocompositi.....	51
4.1.3 Programma sperimentale	52
4.2 ANALISI DEI RISULTATI.....	53
4.2.1 Prova ASTRA	53
4.2.2 Prova 3PB	55
4.2.3 Possibilità di impiego dei materiali studiati	57
5 Geocompositi per pavimentazioni drenanti	58
5.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE	58
5.1.1 Conglomerato bituminoso.....	58
5.1.2 Geocompositi.....	59
5.1.3 Bitume modificato	60
5.1.4 Programma sperimentale	60
5.2 ANALISI DEI RISULTATI.....	61

Parte 2 – Tronchi Pilota	67
6. Sperimentazione Autostrada A14	68
6.1 CARATTERISTICHE DEL TRONCO PILOTA	68
6.1.1 <i>Descrizione dell'intervento</i>	68
6.1.2 <i>Fasi esecutive</i>	72
6.1.3 <i>Prelievi</i>	75
6.2 PROGRAMMA SPERIMENTALE	77
6.3 ANALISI DEI RISULTATI	78
7. Sperimentazione Raccordo Autostradale RA11	82
7.1 CARATTERISTICHE DEL TRONCO PILOTA	82
7.1.1 <i>Descrizione dell'intervento</i>	82
7.1.2 <i>Fasi esecutive</i>	84
7.1.3 <i>Prelievi</i>	86
7.2 PROGRAMMA SPERIMENTALE	87
7.3 ANALISI DEI RISULTATI	87
8. Conclusioni	89
Appendice	93
A1 Dimensionamento razionale: esempio di calcolo	94
A1.1 SOLUZIONE MIGLIORATIVA PROPOSTA	95
<i>Rinforzo della pavimentazione mediante geocompositi</i>	95
A1.2 CALCOLO RAZIONALE DELLA PAVIMENTAZIONE	96
<i>Legge di fatica per i materiali bituminosi</i>	98
<i>Criteri di rottura per materiali non legati</i>	101
A1.3 PAVIMENTAZIONI ANALIZZATE	102
A1.4 PARAMETRI DI CALCOLO	104
<i>Analisi dei risultati</i>	107
A1.4 CONCLUSIONI	109
Bibliografia	111
Norme Tecniche di Riferimento	114



Premessa

Il presente documento contiene i principali risultati conseguiti nel corso della sperimentazione svolta nell'ambito del rinnovo della convenzione di ricerca stipulata tra la società Index S.p.A. ed il Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (ICEA) dell'Università Politecnica delle Marche.

Il responsabile scientifico del progetto di ricerca è il prof. Francesco Canestrari Ordinario nel SSD ICAR/04 (Strade, Ferrovie e Aeroporti), titolare dei corsi di "Progetto di Strade" e di "Gestione e Manutenzione delle Pavimentazioni Stradali" nella Facoltà di Ingegneria dell'Università Politecnica delle Marche.

È opportuno ricordare che il presupposto che ha dato avvio alla ricerca sperimentale si è basato sulla ragionevole convinzione che, se opportunamente preparati, selezionati ed installati, i geocompositi ottenuti dalla combinazione di membrane e reti in fibra di vetro sono da considerare una valida tecnica per il risanamento delle pavimentazioni stradali. Tali materiali, infatti, riescono a coniugare i vantaggi derivanti dall'applicazione di membrane, ovvero l'impermeabilizzazione della superficie di applicazione e la funzione SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer), con quelli che scaturiscono dall'utilizzo di geosintetici di rinforzo (geotessili e griglie), ossia la riduzione dello stato tenso-deformativo all'interno della sovrastruttura con conseguente innalzamento della vita utile della pavimentazione.

In tal senso, la sperimentazione eseguita nell'ambito del primo anno di ricerca, descritta nel precedente rapporto finale (Dicembre 2011), ha avuto come obiettivo lo sviluppo e l'ottimizzazione del geocomposito e delle sue modalità di utilizzo ai fini dell'applicazione in campo stradale. Tale processo di ottimizzazione ha riguardato, in particolare, lo studio delle prestazioni a taglio e flessione di sistemi bituminosi rinforzati preparati con conglomerati bituminosi tradizionali. In estrema sintesi, tale sperimentazione ha permesso di osservare che:

- il geocomposito realizzato mediante accoppiamento di una membrana bituminosa modificata a base di elastomeri SBS e una griglia di rinforzo in fibra di vetro con apertura della maglia pari a $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$, è da ritenere ottimale per il rinforzo di pavimentazioni stradali flessibili;
- la presenza del geocomposito all'interfaccia determina una riduzione della resistenza a taglio rispetto ad analoghi campioni non rinforzati, agendo da elemento di separazione fra gli strati di conglomerato bituminoso;
- sistemi bituminosi rinforzati con il geocomposito sono caratterizzati da notevoli prestazioni in termini di resistenza a carichi di tipo flessionale, sia statici che dinamici, denotando una spiccata dote di duttilità.
- è possibile evitare (in assenza di superfici fresate) l'applicazione di una mano d'attacco bituminosa all'interfaccia grazie alle ottime proprietà adesive della faccia inferiore del geocomposito.



Sulla base degli ottimi riscontri sperimentali emersi durante la prima fase di ricerca applicata si è deciso di approfondire gli studi in due direzioni parallele:

- estensione delle indagini di laboratorio attraverso l'esecuzione di nuove prove prestazionali e/o la valutazione di ulteriori casistiche applicative;
- monitoraggio di applicazioni reali in vera grandezza su strade caratterizzate da diverse esigenze strutturali e funzionali.

Di conseguenza, ai fini di una migliore chiarezza espositiva, l'attività sperimentale svolta nell'ambito della convenzione di ricerca di cui all'oggetto è schematicamente suddivisa nel presente rapporto di ricerca in due fasi distinte: nella prima fase si descrivono le ulteriori indagini di laboratorio mentre nella seconda parte si illustrano le applicazioni in vera grandezza ed i relativi monitoraggi.

In particolare, per quanto riguarda gli studi di laboratorio, essi sono a loro volta suddivisibili in 4 sperimentazioni distinte.

Innanzitutto, è stato analizzato in laboratorio un ambito di applicazione del geocomposito ottimizzato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TV non analizzato durante la precedente fase della sperimentazione (v. Rapporto Finale 2011). Tale tipologia di rinforzo si configura, infatti, come ottima soluzione anti-reflective cracking, cioè come materiale capace di inibire il noto fenomeno di riflessione in superficie di fessure o discontinuità presenti in strati più profondi della pavimentazione a causa della particolare concentrazione degli sforzi che si registra in tali punti singolari. In tal senso, è stato messo a punto in laboratorio un protocollo di prova capace di simulare il ripetuto passaggio di una ruota al di sopra di un sistema bistrato rinforzato fessurato per valutare le caratteristiche di resistenza alla risalita della preesistente fessura. Per una più accurata valutazione nonché per una validazione del processo di ottimizzazione effettuato nella prima fase della sperimentazione, si è deciso di effettuare tale tipo di studio su quattro differenti geocompositi realizzati accoppiando due differenti tipologie di membrane (modificata con polimeri APP o SBS) e due tipi di griglie in fibra di vetro (con apertura della maglia pari a $5.0 \times 5.0 \text{ mm}^2$ oppure a $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$). Tali prodotti sono stati, inoltre, posti a confronto con un materiale avente caratteristiche simili reperibile in commercio. Per completezza è stata infine studiata anche una configurazione non rinforzata di riferimento.

In secondo luogo, si è ritenuto opportuno approfondire gli studi a taglio e a flessione utilizzando conglomerati bituminosi realizzati con bitumi modificati. Tale attività di ricerca è stata volta all'integrazione dei risultati ottenuti nella prima fase della ricerca, quando erano stati indagati solamente sistemi bituminosi realizzati con miscele tradizionali, al fine di dimostrare se i miglioramenti osservati fossero confermati o meno nel caso si volessero rinforzare materiali di base maggiormente performanti come i conglomerati bituminosi modificati. Tale sperimentazione è stata effettuata utilizzando come sistema di rinforzo il geocomposito ottimizzato nella precedente fase della sperimentazione (membrana bituminosa modificata SBS e griglia in fibra di vetro con apertura della maglia pari a $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$) a confronto con un analogo sistema non rinforzato.



Parallelamente a queste due principali indagini di laboratorio, sono stati inoltre indagati ulteriori aspetti applicativi, probabilmente meno comuni ma in ogni caso alquanto significativi.

Da un lato, sono stati effettuate indagini a taglio e a flessione (prove statiche) su sistemi rinforzati con geocompositi realizzati accoppiando membrane bituminose elastomeriche con tessuti in poliestere o fibra di vetro. Tali materiali dovrebbero essere caratterizzati da prestazioni inferiori, soprattutto dal punto di vista flessionale, rispetto al prodotto ottimizzato, ma potrebbero risultare convenientemente applicabili in situazioni dove il contributo flessionale richiesto non risulti preponderante rispetto alle funzioni SAMI ed impermeabilizzanti.

Dall'altro lato, si è scelto di indagare la possibilità di applicare il geocomposito direttamente al di sotto di strati superficiali drenanti, in luogo della tradizionale impermeabilizzazione con emulsione bituminosa o bitume a caldo, con lo scopo di impermeabilizzare gli strati sottostanti fornendo al contempo un contributo rinforzante, seppur ridotto. In tal senso, si è ritenuto opportuno verificare come la presenza del geocomposito influenzi le prestazioni a taglio dell'interfaccia, in particolare modo nel caso di prolungato contatto con acqua così come prevedibile nel caso di superfici drenanti.

Le applicazioni reali in vera grandezza, dal canto loro, hanno riguardato due arterie stradali di estrema rilevanza.

Dapprima, infatti, è stato realizzato un tronco pilota in vera grandezza lungo l'Autostrada A14 nell'ambito dei lavori di ampliamento della carreggiata (realizzazione della terza corsia di marcia) nel tratto tra i caselli di Rimini Sud e Rimini Nord in direzione Bologna. La realizzazione di questo tronco pilota ha previsto l'applicazione di geocompositi come rinforzo del giunto di costruzione fra la vecchia e la nuova pavimentazione. Nell'ambito di questo tronco pilota sono state indagate molteplici variabili quali il tipo di rinforzo, il tipo di superficie di applicazione (fresata o di nuova realizzazione) e le condizioni della superficie di applicazione (con o senza mano d'attacco).

Successivamente, una cospicua fornitura del geocomposito ottimizzato durante la prima fase della sperimentazione è stata posta in opera lungo diversi tratti del Raccordo Autostradale n.11 tra Ascoli Piceno e San Benedetto del Tronto. In questo caso il materiale è stato prevalentemente utilizzato al di sopra della superficie fresata della vecchia pavimentazione senza applicazione di mani d'attacco. In alcuni brevi tratti, inoltre, il geocomposito è stato applicato fra il nuovo strato di base e il nuovo strato di binder.

In entrambi i casi (A14 e RA 11) il rinforzo ha riguardato strati bituminosi realizzati con bitumi modificati. Inoltre, in entrambe le situazioni, il ruolo esercitato dall'Università Politecnica delle Marche è consistito, dapprima, nella programmazione congiunta dei lavori con gli Enti gestori delle strade nonché nell'assistenza tecnica in cantiere durante le fasi di costruzione. Successivamente, a seguito della realizzazione dei lavori, il monitoraggio è proseguito con



il prelievo di campioni di pavimentazione per la successiva analisi in laboratorio delle proprietà a taglio delle interfacce rinforzate.

Nello specifico, quindi, la prima parte illustra e/o richiama dal precedente rapporto finale la preparazione dei provini e i metodi di prova, i materiali ed il programma sperimentale, l'elaborazione e l'analisi dei dati relativi ai differenti studi di laboratorio. La seconda parte, invece, descrive ed analizza i tronchi pilota realizzati ed i risultati ottenuti a seguito delle prove di taglio sulle carote prelevate.

Un capitolo finale comune riassume le principali conclusioni maturate al termine del secondo anno del progetto di ricerca in oggetto.

Si noti, invece, che per quanto riguarda il contesto scientifico legato al risanamento della portanza di pavimentazioni stradali esistenti nell'ambito del quale si colloca il progetto di ricerca in oggetto si rimanda al precedente rapporto finale che deve essere considerato, a tutti gli effetti, parte integrante anche del presente rapporto.

Infine, viene fornito in appendice un esempio di calcolo razionale di una pavimentazione stradale flessibile rinforzata con il geocomposito. Tale esempio di calcolo è stato realizzato sulla base dei risultati ottenuti nella precedente fase di studio in laboratorio.



Parte 1 – Indagini di Laboratorio



1. Preparazione provini e metodologie di prova

Nel presente capitolo vengono principalmente richiamate le procedure di preparazione dei provini e le metodologie di prova già descritte nel precedente Rapporto Finale 2011. Difatti, le indagini di laboratorio effettuate durante questa seconda fase della ricerca hanno previsto in gran parte l'impiego di metodologie ed apparecchiature utilizzate anche nella prima fase della ricerca, di seguito elencate:

- preparazione dei provini con Roller Compactor;
- prova ASTRA;
- prova statica di flessione su 3 punti;
- prova dinamica di flessione su 4 punti.

Di conseguenza, nei paragrafi successivi vengono riportate solamente alcune informazioni essenziali in merito alle suddette procedure di prova e alle relative tecniche di elaborazioni dei dati mentre si rimanda al precedente Rapporto Finale 2011 per maggiori dettagli.

A titolo integrativo, viene fornita in coda al capitolo una descrizione dettagliata della prova di resistenza alla fessurazione di riflessione eseguita mediante apparecchiatura Wheel Tracker, introdotta per la prima volta in questa seconda fase della ricerca.

1.1 *PREPARAZIONE DI PIASTRE BISTRATO MEDIANTE ROLLER COMPACTOR*

L'apparecchiatura denominata Roller Compactor (Figure 1.1 e 1.2) si avvale di un dispositivo motorizzato ad aria compressa, per la compattazione in laboratorio di piastre di conglomerato bituminoso, in grado di simulare la reale condizione di addensamento che si verifica in sito mediante l'impiego di rulli metallici.

Le piastre prodotte con il compattatore a rullo hanno dimensioni in pianta pari a $305 \times 305 \text{ mm}^2$, con possibilità di realizzare spessori variabili da un minimo di 30 mm ad un massimo di 80 mm. Durante ogni ciclo di compattazione si possono applicare quattro differenti livelli di pressione, a cui corrispondono valori di forza verticale fino ad un massimo di circa 30 kN.

L'unità di controllo consente, inoltre, la scelta del numero di passaggi che il rullo deve eseguire per ciascun livello di pressione.

Nel presente lavoro, il compattatore a rullo è stato utilizzato per il confezionamento di piastre bistrato in conglomerato bituminoso. Il corretto quantitativo di materiale da utilizzare per la realizzazione di ogni strato è stato determinato considerando la percentuale di vuoti residui che si intende ottenere nello strato finito. In ogni caso è stata adottata una percentuale di vuoti di riferimento pari a quella ottenuta nel corso di uno studio preliminare delle miscele mediante compattatore Marshall e pressa giratoria.





Figura 1.1 – Roller Compactor (vista laterale)



Figura 1.2 – Roller Compactor (vista frontale)



Figura 1.3 – Provini cilindrici e prismatici ricavati da piastre bistrato

La superficie delle piastre compattate secondo la modalità descritta è stata contrassegnata con righe di vernice bianca per indicare la direzione di compattezza nei provini da sottoporre alla prova di taglio ASTRA, ottenuti mediante carotaggio (Figura 1.3-sx) di diametro pari a 95 mm.

Sempre a partire da piastre bistrato sono stati ricavati dei provini prismatici (Figura 1.3-dx) da sottoporre a prove statiche di flessione su 3 punti (3PB) e a prove dinamiche di flessione su 4 punti (4PB) nonché a prove di resistenza alla fessurazione di riflessione mediante apparecchiatura Wheel Tracker.

1.2 PROVA ASTRA

Il metodo ASTRA (Ancona Shear Testing Research and Analysis) consiste in una prova di taglio diretto che permette di valutare le prestazioni delle interfacce nei sistemi bituminosi multistrato, in conformità alle norme UNI/TS 11214 e prEN 12697-48. Essa consente di stimare, variando le condizioni al contorno, anche l'effetto di diversi parametri (temperatura, sforzo normale e umidità relativa) sul comportamento meccanico dei materiali impiegati. Lo schema generale di funzionamento, mostrato in Figura 1.4, prevede l'alloggiamento del provino all'interno di due semi-scatole (inferiore e superiore), opportunamente distanziate in modo da creare una zona centrale non confinata in corrispondenza dell'interfaccia.

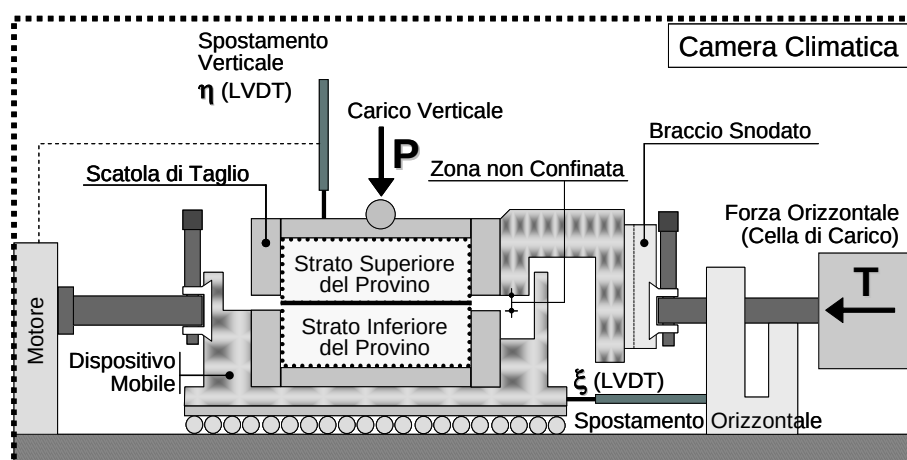


Figura 1.4 – Schema di funzionamento prova ASTRA

Una volta avviata la prova, la semi-scatola inferiore viene fatta avanzare con una velocità costante ponendo la parte superiore a contrasto con una cella di carico che permette la misurazione, in continuo, della forza di taglio applicata. Tramite un sistema di leve e pesi, è inoltre possibile applicare sulla sommità del provino un carico verticale agente ortogonalmente all'interfaccia. Durante lo svolgimento della prova si misurano, tramite due trasduttori, lo spostamento orizzontale e verticale del campione. Per lo studio considerato si è assunta la velocità standard di avanzamento pari a 2.5 mm/min.

Tutta la strumentazione necessaria per l'esecuzione della prova risulta contenuta all'interno di una camera climatica, che permette di controllare le condizioni di temperatura ed umidità.

L'allestimento completo dei provini all'interno delle semiscatole è rappresentato schematicamente in Figura 1.5.

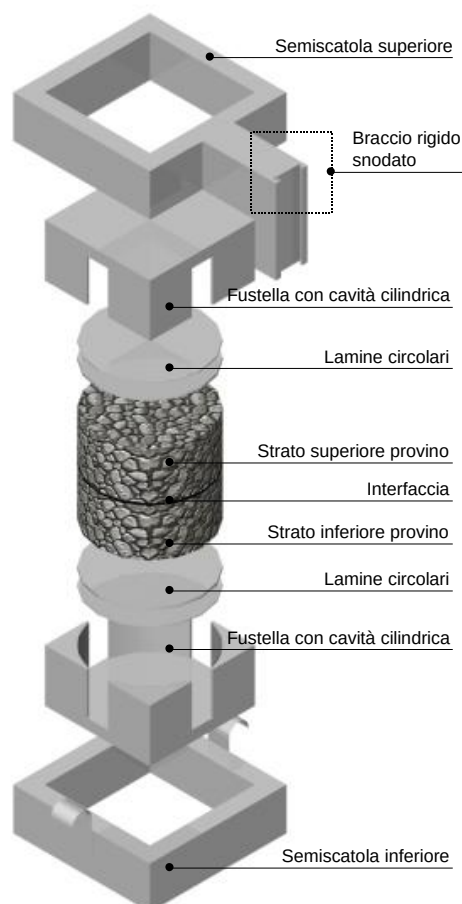


Figura 1.5 – Allestimento campioni prova ASTRA

Per ciascun provino, la prova ASTRA restituisce un file-dati in cui sono riportati, in funzione del tempo, il valore della forza di taglio, lo spostamento orizzontale e lo spostamento verticale. Elaborando i risultati ottenuti è possibile ricavare una serie di informazioni in termini di:

- forza di taglio-spostamento orizzontale;
- dilatanza-spostamento orizzontale;
- tensione tangenziale-tensione normale;
- inviluppo di rottura, coesione ed angolo di attrito di picco;
- angolo di attrito residuo dopo la crisi dell'interfaccia;
- modulo secante di reazione orizzontale (K).

Nel caso in esame è stato possibile ricavare l'involuppo di rottura in quanto, per ciascun tipo di trattamento all'interfaccia, sono state eseguite prove con tre diversi livelli di sforzo normale.

In particolare, i risultati delle prove ASTRA vengono generalmente elaborati considerando i valori di sforzo normale applicato ed i corrispondenti valori di tensione tangenziale di picco in modo tale da ottenere, nel piano di Mohr σ - τ , l'involuppo di rottura (*peak envelope*), che individua la condizione di crisi a taglio dell'interfaccia (Figura 1.6).

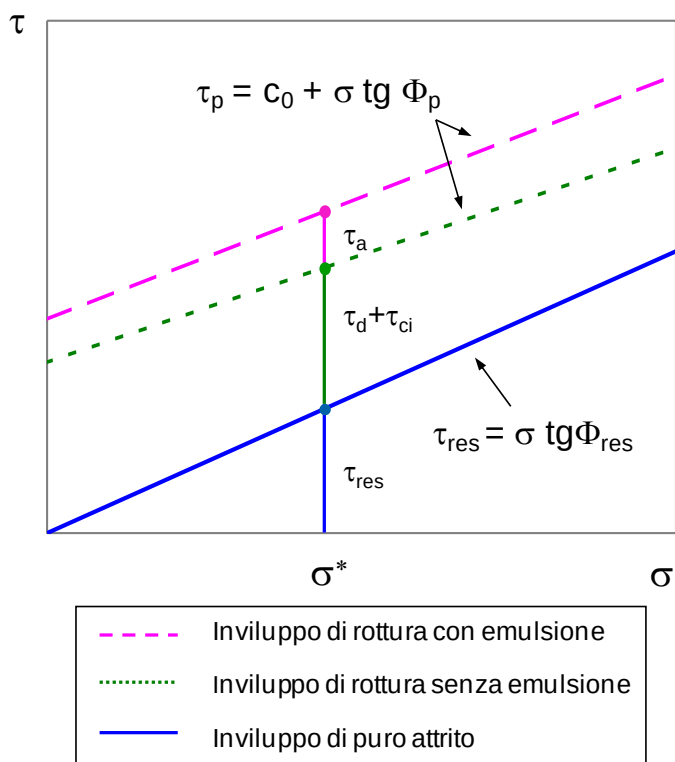


Figura 1.6 – Elaborazione dati prova ASTRA

La pendenza di tale involuppo indica l'angolo di attrito " Φ_p " che il materiale presenta prima della crisi, nelle condizioni di picco, mentre il termine noto rappresenta la resistenza a taglio puro " c_0 " corrispondente al contributo di resistenza puramente coesivo. La conoscenza di tali parametri permette di esprimere la legge che individua il dominio di resistenza a taglio del materiale attraverso una relazione del tipo:

$$\tau_p = c_0 + \sigma \operatorname{tg} \Phi_p \quad (5.1)$$

In modo analogo, considerando i valori di sforzo normale ed i corrispondenti valori di tensione tangenziale residua, è possibile ricavare l'involuppo di puro attrito (*friction envelope*), che descrive il comportamento dell'interfaccia nelle condizioni residue (Figura 1.6).

La pendenza di tale involuppo indica l'angolo di attrito residuo " Φ_{res} " che il materiale presenta in condizioni ultime post-picco, in accordo con una legge del tipo:

$$\tau_{res} = \sigma \operatorname{tg} \Phi_{res} \quad (5.2)$$

È stato, inoltre, osservato che, in corrispondenza di un determinato valore di sforzo normale σ , il massimo valore di resistenza a taglio τ_p può essere ritenuto somma di diversi contributi (Figura 1.6) di seguito elencati:

$$\tau_p = \tau_{res} + (\tau_d + \tau_{ci}) + \tau_a \quad (5.3)$$

dove:

τ_{res} = contributo puramente attritivo dovuto all'attrito residuo

τ_d = contributo geometrico dovuto alla dilatanza

τ_{ci} = contributo dovuto alla coesione interna degli strati all'interfaccia

τ_a = contributo di pura adesione dovuto alla mano d'attacco (eventuale).

1.3 PROVA STATICA DI FLESSIONE SU 3 PUNTI (3PB)

La prova statica flessionale su tre punti (3PB) prevede l'adozione di una configurazione di trave doppiamente appoggiata caricata con una forza concentrata in mezzeria (Figura 1.7), caratterizzata da una luce netta tra gli appoggi pari a $L = 240$ mm.

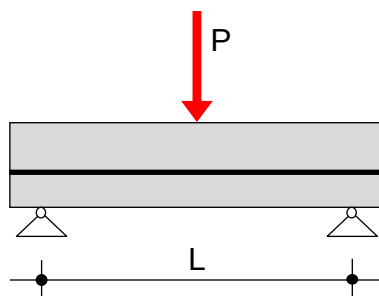


Figura 1.7 – Schema di funzionamento prova statica 3PB

La prova si esegue a deformazione imposta, adottando una velocità di avanzamento della freccia verticale in mezzeria pari a 50,8 mm/min, su provini prismatici ricavati da piastre bistrato preliminarmente condizionati alla temperatura di prova che nel caso in esame è stata assunta pari a 20 °C.

Nel corso della prova vengono registrati in continuo la forza P applicata e la corrispondente deflessione δ in mezzeria.

L'analisi delle prestazioni flessionali è stata, quindi, basata sui valori caratteristici di seguito elencati:

- *carico massimo* P_{max} , raggiunto in corrispondenza dello spostamento δ (Figura 1.8-sx), rappresentativo del momento in cui si innesca la fessurazione alla base del provino;
- *energia dissipata per la fessurazione D*, data dall'area sottesa alla curva carico-spostamento fino al raggiungimento di P_{max} e, quindi, della fessurazione (Figura 1.8-sx);
- *energia complessiva di rottura T*, corrispondente all'area sottesa alla curva carico-spostamento fino alla rottura completa del provino (Figura 1.8-dx).

Da quanto premesso si evince come l'energia dissipata D tenga conto principalmente della *resistenza all'innescare della fessurazione*, mentre la tenacità T fornisca un'attendibile indicazione riguardante la *resistenza alla propagazione della fessurazione* e, quindi, la *duttilità del sistema*.

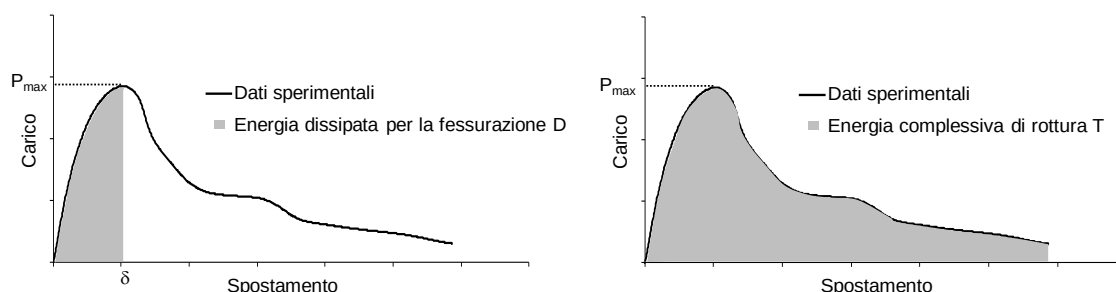


Figura 1.8 – Analisi dei risultati prova statica 3PB

1.4 PROVA DINAMICA DI FLESSIONE SU 4 PUNTI (4PB)

La strumentazione di laboratorio utilizzata per l'indagine sul comportamento a fatica, denominata Apparecchiatura Dinamica Flessionale (Figura 1.9), consente di realizzare prove di flessione su 4 punti in regime statico o dinamico.

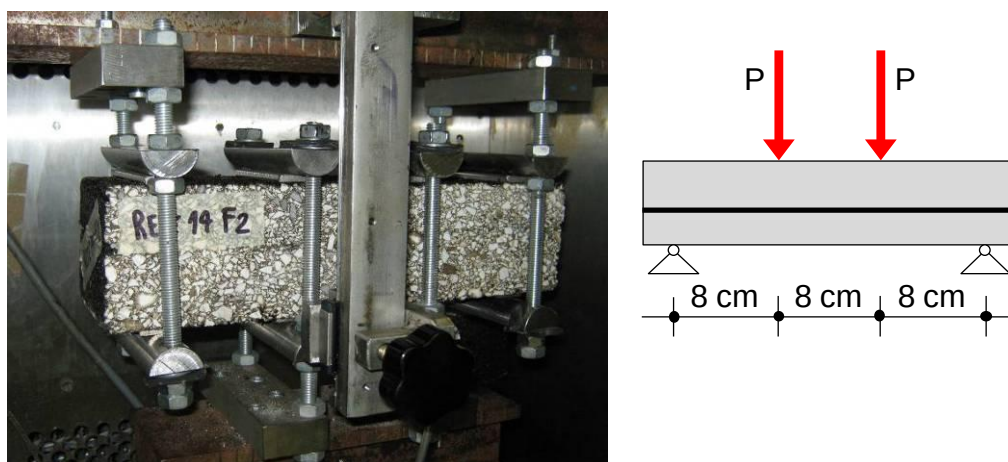


Figura 1.9 – Schema di funzionamento prova dinamica 4PB

Le parti principali che compongono tale strumento sono di seguito elencate:

1. un circuito idraulico in grado di applicare quasi istantaneamente il carico, fino ad un limite massimo di circa ± 5 kN. La forma d'onda del carico applicato può essere sinusoidale, triangolare o quadra, con limite massimo di frequenza pari a 20 Hz. Un controllo ottimale dei parametri di prova è garantito fino a frequenze di 5 Hz;
2. una cella di carico di tipo HBM U2b da 5 kN, dotata di trasduttori di tensione in grado di trasformare il carico applicato in un segnale elettrico che, attraverso una centralina, viene inviato ad un computer;
3. due teste di carico in acciaio, costituite ognuna da una trave rigida, quattro appoggi cilindrici ed un sistema di collegamento al telaio ed al pistone attuatore;
4. un trasduttore di spostamento resistivo di tipo Strain Gauge CE-5 costituito da una lamina flessibile in acciaio con punta tastatrice. Il range di misura degli spostamenti va da 0 a 5 mm con un errore inferiore a $\pm 1\%$. Il trasduttore è ancorato al telaio in modo tale da renderlo solidale alla testa di carico inferiore;
5. una camera climatica in grado di mantenere costante la temperatura durante la prova in un intervallo compreso tra 0 e 40 °C, con una tolleranza di $\pm 0,5$ °C. L'ambiente viene condizionato termicamente tramite aria forzata;
6. un quadro comandi che consente di impostare la temperatura della cella, la ventilazione interna e l'accensione della macchina che risulta indipendente da quella della pompa idraulica;
7. una centralina elettronica digitale. Il segnale emesso dalla macchina viene acquisito dalla centralina che lo trasmette all'amplificatore, il quale a sua volta lo restituisce amplificato al personal computer;
8. una unità PC dotata di software per il controllo a ciclo chiuso della macchina e per l'acquisizione automatica dei dati misurati. Tale software è basato sulla Discrete Fourier Transform, che permette di ottenere parametri chiave come la rigidità, lo spostamento verticale, l'angolo di fase e l'energia dissipata, filtrando eventuali interferenze dovute al rumore del segnale.

Le operazioni di preparazione e svolgimento della prova, nonché l'acquisizione dei risultati, vengono gestite dall'operatore mediante un programma denominato CA (Controllo Automatico). A prova avviata, sia lo spostamento in mezzzeria del provino che il corrispondente carico vengono rilevati dai relativi trasduttori. Per quanto riguarda l'acquisizione risultati, il software opera sulla base di parametri di archiviazione e di campionamento dei dati della prova agendo sui quali, avendo già stabilito in precedenza la frequenza, si può decidere la durata della prova.

L'analisi della rottura per fatica è stata basata sullo studio dell'accumulo delle deformazioni permanenti.



Per ciascun provino è stato valutato il collasso per fatica attraverso l'analisi dei risultati rappresentati in una curva (Figura 1.10) riferita all'andamento dello spostamento verticale (freccia) in funzione del numero di cicli (o del tempo).

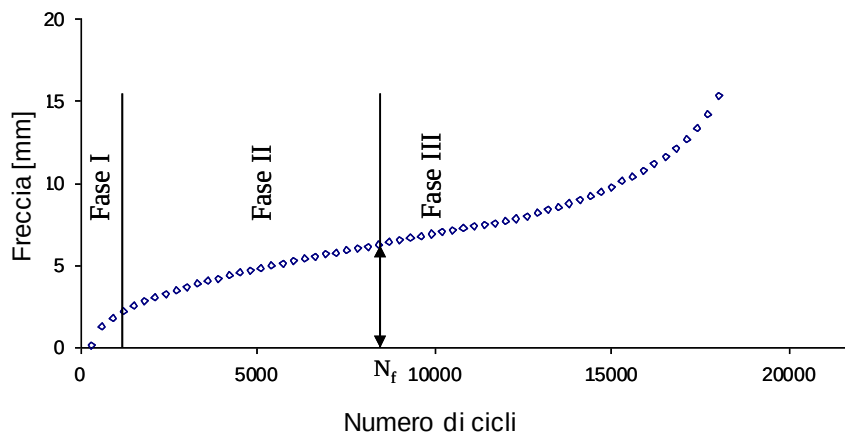


Figura 1.10 – Risultati sperimentali prova dinamica 4PB

Tale curva descrive l'evoluzione della deformazione del provino per effetto dell'applicazione ciclica di carichi che inducono sollecitazioni inferiori alla resistenza a rottura del materiale e presenta un andamento in cui è possibile riconoscere tre tratti a diversa risposta deformativa.

Il tempo necessario per raggiungere la rottura varia sensibilmente a seconda del tipo di materiale. Utilizzando dei sistemi di rinforzo, un provino potrebbe richiedere molto più tempo (a parità di carico) per arrivare a rottura rispetto ad un'analogia configurazione non rinforzata, oppure necessiterebbe di un carico molto più elevato che però potrebbe non essere più rappresentativo delle reali condizioni di esercizio della pavimentazione.

Ne deriva, pertanto, l'esigenza di formulare un criterio convenzionale secondo il quale la rottura del materiale può essere associata ai cicli di carico (o tempo di carico) corrispondenti al punto di flesso della curva evolutiva della freccia. Tale punto risulta individuabile alla fine della *Fase II* dove la crescita della deformazioni permanenti è caratterizzato da un cambiamento del segno della curvatura, stabilendo l'inizio di una propagazione delle lesioni piuttosto significativa. Come parametro rappresentativo del comportamento a fatica del materiale è stato quindi scelto il corrispondente numero di onde di carico.

Per una corretta individuazione del flesso in una curva di fatica è stato proposto un modello che definisce l'evoluzione della deformazione mediante la simulazione della risposta di una miscela in conglomerato bituminoso sottoposta ad una generica sollecitazione. Tale modello matematico è in grado di interpretare l'evoluzione della deformazione permanente durante prove a carico ripetuto utilizzando una forma polinomiale dipendente dal tempo e dal tipo di materiale e consentendo la determinazione univoca del flesso e dei corrispondenti valori di freccia e numero dei cicli di carico (Figura 1.11).

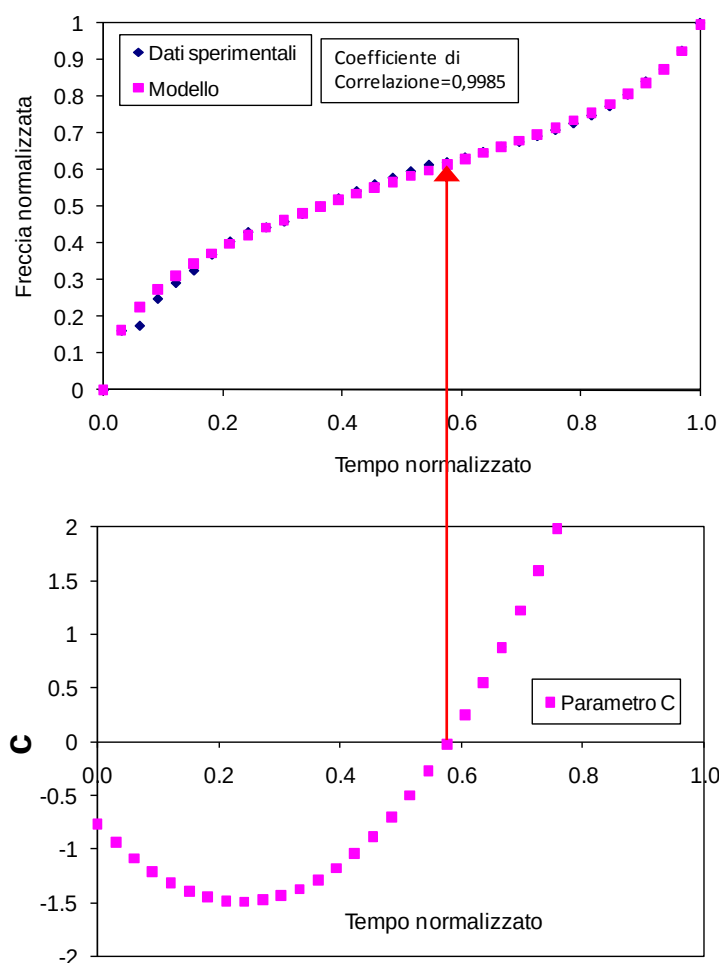


Figura 1.11 – Analisi dei risultati prova dinamica 4PB

1.5 REFLECTIVE CRACKING TEST

In questa seconda fase della ricerca, è stata adottata una nuova metodologia di prova “originale” che consente di simulare in laboratorio il meccanismo della fessurazione di riflessione. Tale fenomeno consiste nella propagazione verso l’alto, attraverso lo strato superficiale sovrastante, di una fessura (o una discontinuità) preesistente nello strato inferiore a causa dell’incapacità dello strato superiore di opporsi alle tensioni di taglio e di trazione create da movimenti concentrati attorno alla fessura preesistente.

Tale prova di laboratorio utilizza l’apparecchiatura Wheel Tracker (Figura 1.12) capace di riprodurre, in scala ridotta, l’azione deformante causata dal traffico veicolare e normalmente utilizzata per valutare la resistenza all’ormaiamento delle miscele in conglomerato bituminoso.



L'apparecchiatura, infatti, è costituita da una ruota fissa che scarica, mediante un sistema a leva, un determinato carico su una piastra in conglomerato bituminoso che, ancorata ad un piano mobile, si muove orizzontalmente con un moto alternato.

Durante la prova, eseguita in condizioni di temperatura e velocità controllate, viene rilevata in continuo, mediante l'utilizzo di un trasduttore verticale da 25 mm, la profondità dell'ormaia prodotta al centro del provino, con una precisione di 0.1 mm.



Figura 1.12 – Apparecchiatura Wheel Tracker

Nello specifico la ruota, che scarica sul provino un carico di 520 ± 5 N, ha un diametro esterno compreso tra 200 mm e 205 mm, con un battistrada avente un'impronta di carico rettangolare larga 50 ± 1 mm. Il battistrada, dello spessore di 20 ± 2 mm, è realizzato in gomma piena della durezza di 80 ± 5 IRHD.

Il piano a cui è ancorato il provino si muove avanti ed indietro con una corsa pari a 230 ± 5 mm alla frequenza di 21 cicli al minuto (un ciclo è composto da un passaggio avanti ed uno indietro).

Il macchinario è interamente alloggiato all'interno di una cella termo-controllata con possibilità di gestire solamente temperature maggiori di quella ambientale poiché la camera climatica non risulta dotata di un circuito refrigerante.

Ad eccezione della temperatura di prova, che va impostata direttamente sul pannello dell'apparecchiatura, il controllo e l'acquisizione dei dati sono effettuati tramite un personal computer su cui è installata una scheda d'interfaccia con il Wheel Tracker ed il relativo software. Il software consente di eseguire il corretto posizionamento del trasduttore e di impostare i parametri di prova (sostanzialmente la durata del test e la massima deformazione ammissibile rilevata dal trasduttore in corrispondenza della quale si ha l'arresto automatico del test), alcune caratteristiche della prova che saranno indicate nel file di output (quali lo spessore del provino e la temperatura di prova).

Il programma, durante lo svolgimento della prova, mostra a video, oltre ai parametri impostati e a quelli misurati (numero di passaggi, deformazione, velocità e tempo di prova) anche un grafico in cui sono riportati i valori della deformazione registrati dal trasduttore (campionati ogni minuto) che permette di apprezzare l'andamento evolutivo della deformazione fino al termine della prova (Figura 1.13).

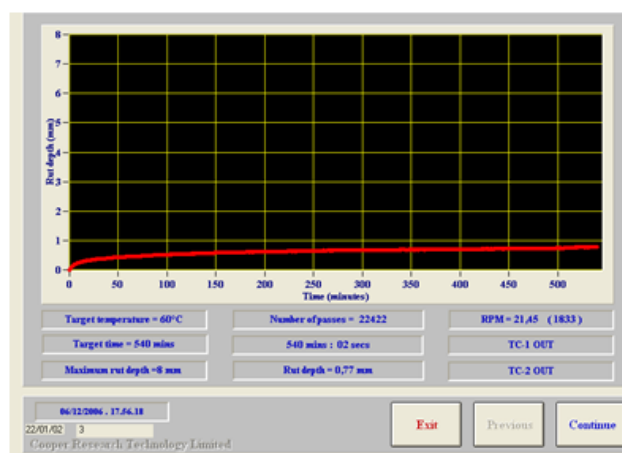


Figura 1.13 – Schermata di output di una prova con il Wheel Tracker

Come anticipato, il macchinario Wheel Tracker è stato adattato con l'intento di effettuare prove simulate del fenomeno della fessurazione di riflessione in maniera tale che il passaggio della ruota sulla superficie del provino fosse finalizzato a causare la propagazione di una fessura dalla base del provino verso la superficie. A tal fine sono state sviluppate, in più fasi, alcune modifiche sia alla configurazione di prova sia al provino utilizzato.

La prova è stata messa a punto tenendo conto dei seguenti principi:

- mantenimento, per quanto possibile, dei parametri standard che caratterizzano la prova di ormaimento;
- necessità di un tempo massimo di prova pari a 10 ore compatibilmente con le esigenze pratiche di laboratorio;
- garanzia di buona ripetibilità della prova.

Per quanto riguarda la configurazione di prova (Figura 1.14), le principali modifiche apportate consistono nell'adozione di:

- due blocchi costituiti da 5 strati di neoprene incollati, aventi spessore di 6 mm ciascuno (spessore totale 30 mm) e distanziati di 25 mm. Il neoprene utilizzato è caratterizzato da un grado di durezza Shore A7;
- due profilati in acciaio ai bordi del provino tali da bilanciare l'eccessiva deformazione verticale degli appoggi cedevoli in neoprene e contemporaneamente fissare una luce pari 25 mm a tra questi ultimi;

- quattro profilati ad L piegati in maniera tale da eliminare possibili spostamenti laterali del provino durante la prova;
- quattro morsetti che impediscono il movimento dei profilati ad L;
- una web-cam collocata in posizione frontale allo scopo di monitorare l'avanzamento della fessura durante la prova;
- una lampada capace di illuminare il provino consentendo una valutazione visiva maggiormente accurata dello stato fessurativo del campione.

Per maggiore chiarezza, in Figura 1.15 è rappresentata una vista schematica in pianta della configurazione di prova (le dimensioni riportate sono espresse in mm).

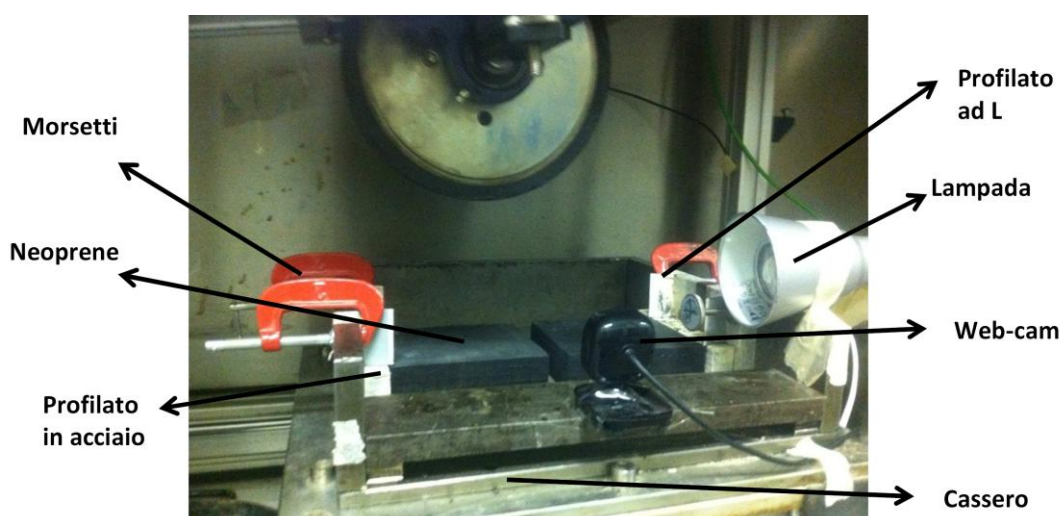


Figura 1.14 – Configurazione di prova Reflective Cracking test.

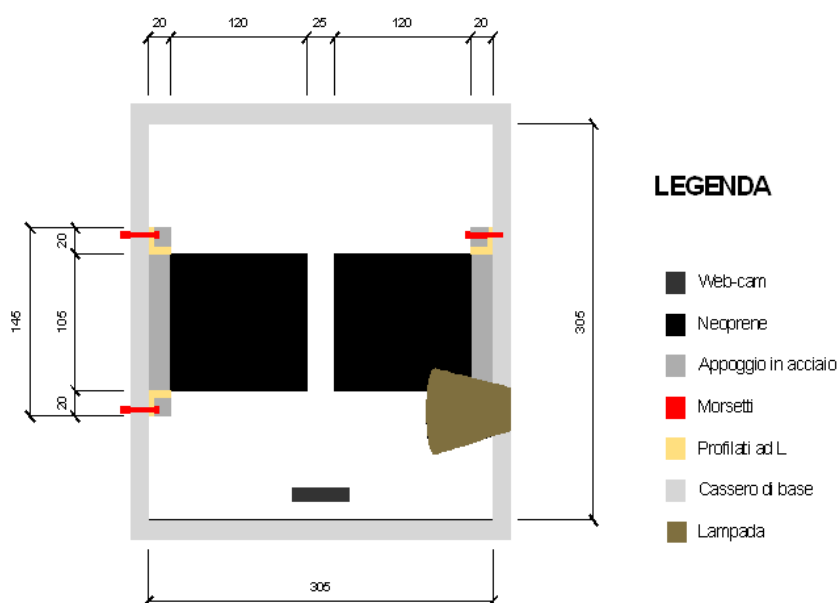


Figura 1.15 – Schema del Reflective Cracking test (pianta)

Parallelamente, la preparazione del provino da sottoporre alla prova di Reflective Cracking (Figura 1.16), ha previsto le fasi di seguito elencate:

- taglio delle lastre bistrato in maniera tale da ottenere campioni di dimensioni pari a $285 \times 90 \times 80 \text{ mm}^3$, con intaglio di 42 mm di altezza in mezzzeria a partire dalla parte inferiore del provino;
- verniciatura bianca su entrambe le superfici laterali, così da poter rilevare efficacemente il quadro fessurativo generatosi;
- individuazione e marcatura dell'interfaccia in modo tale da poter valutarne il comportamento durante risalita della fessura;
- applicazione di un'etichetta identificativa del provino e di una scala graduata di riferimento, al fine di consentire un rilievo metrico delle fessure durante l'analisi dei filmati registrati durante la prova;
- applicazione sulla superficie inferiore del provino di due lamierini d'acciaio, aventi dimensioni pari a $120 \times 80 \times 5 \text{ mm}^3$, in maniera tale da irrigidirne la base allo scopo di vincolarne il movimento flettente sotto carico;
- applicazione su entrambe le estremità laterali del provino di due supporti deformabili in gomma.

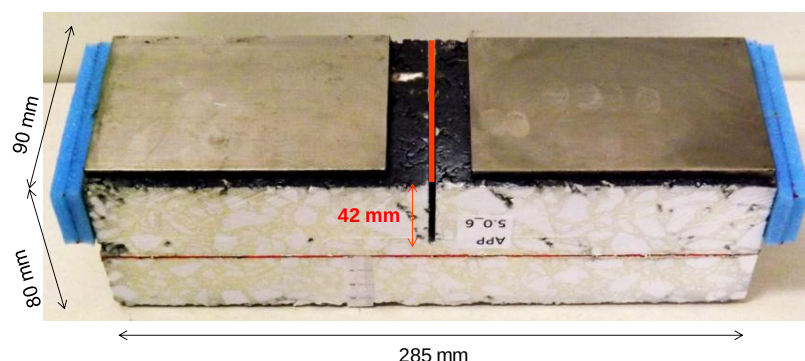


Figura 1.16 – Provino da sottoporre al Reflective Cracking test.

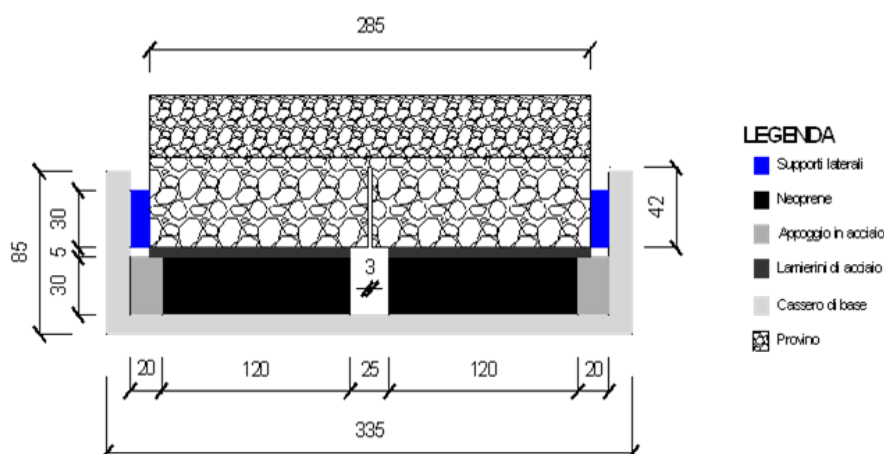


Figura 1.17 – Schema del Reflective Cracking test (sezione)

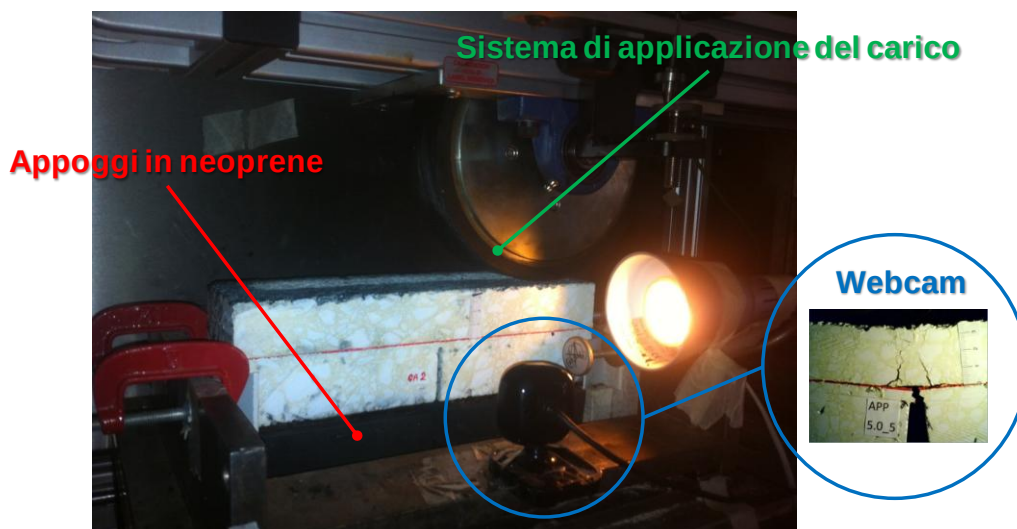


Figura 1.18 – Reflective Cracking test

Per completezza le Figure 1.17 e 1.18 riportano rispettivamente uno schema della prova (sezione) e un'immagine di una prova in corso.

Operativamente, prima di effettuare il test, i provini sono stati condizionati alla temperatura di prova (in questo caso 30 °C) per 8 ore. Dopo la fase di condizionamento, il provino si inserisce all'interno del cassero di base, si accende la lampada e la ruota di carico viene posta a contatto col provino stesso. Successivamente, si applica il peso necessario per raggiungere il livello di carico desiderato (in questo caso 520 N o 615 N) e si controlla, attraverso una livella, che il braccio metallico che sostiene la ruota sia perfettamente orizzontale.

A questo punto, è possibile avviare il programma di controllo della prova ed acquisizione dei rispettivi dati e si accede ad una finestra in cui vengono riassunte le modalità di prova. Nel caso in oggetto, per ciascun file di output è stato utilizzato lo stesso codice adottato per la nomenclatura dei provini.

Attraverso la successiva schermata del software di controllo, relativa alle impostazioni della prova, è possibile modificare i parametri che la caratterizzano (Figura 1.19). Nel caso specifico sono state utilizzate le seguenti impostazioni:

- durata massima della prova pari a 600 minuti;
- deflessione massima ammissibile pari a 20 mm;
- temperatura di prova pari 30°C;
- altezza complessiva del provino pari a 80 mm.

Dopo aver impostato i parametri della prova, il software mostra una schermata che guida l'utente nel corretto posizionamento del trasduttore verticale. Al fine di ottenere una misura fedele dell'abbassamento del provino, è necessario tarare il trasduttore verticale avvalendosi dell'apposita vite di contrasto. La taratura consiste nel regolare la posizione del trasduttore LDVT in modo tale che raggiunga il valore di lettura nullo all'inizio del test.

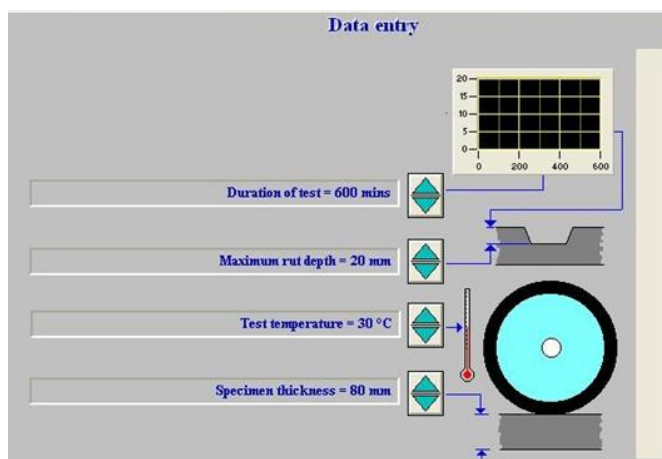


Figura 1.19 – Schermata di impostazione dei parametri della prova

Una volta posizionato il trasduttore verticale, compare la schermata che consente l'avvio della prova.

A questo punto, prima di avviare la prova premendo il tasto START TEST, è opportuno avviare il programma di acquisizione video, relativo alla webcam, che consente di filmare l'evoluzione del fenomeno fessurativo del provino e di visualizzarlo in tempo reale mediante una finestra di dialogo (Figura 1.20).



Figura 1.20 – Finestra di dialogo del programma di acquisizione video.

Immediatamente dopo l'inizio dell'acquisizione video è possibile avviare la prova. Nel caso in oggetto, la prova termina una volta che il provino è giunto a rottura (ormai di 20 mm) o, in alternativa, al superamento del tempo massimo impostato per la prova (nel caso in esame 600 minuti).

L'elaborazione dei risultati consiste essenzialmente nella valutazione dei dati sperimentali registrati durante la prova dal software di acquisizione e dalla contestuale analisi visiva dei filmati.

In particolare, il software di gestione della prova restituisce i dati di deformazione verticale in funzione del numero di cicli di carico (Figura 1.21), mentre l'analisi dei file video consente di ricavare l'evoluzione del quadro fessurativo causato dall'applicazione ciclica del carico (Figura 1.22).

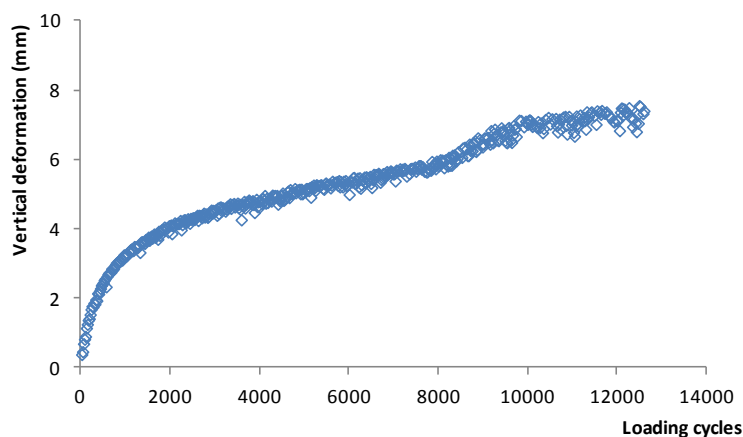


Figura 1.21 – Esempio dati sperimentali ottenuti da un Reflective Cracking test

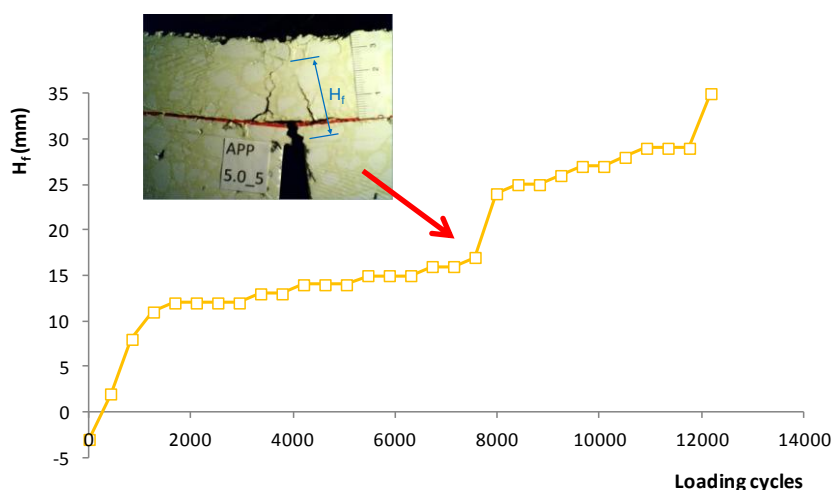


Figura 1.22 – Ricostruzione dell'altezza di risalita della fessura

Dall'osservazione dei risultati sperimentali riportati in Figura 1.21 è possibile individuare una zona in corrispondenza della quale si nota un cambiamento di pendenza nell'evoluzione della deformazione (nell'esempio di Figura 1.21 circa in corrispondenza di 8000 cicli di carico). Tale riscontro sperimentale è indice di una riconfigurazione interna del materiale e prelude, in alcuni casi, alla rottura del campione.

Parallelamente, l'analisi dei file video delle prove è risultato utile ai fini della ricostruzione grafica della risalita della fessura in funzione del numero di cicli di carico, grazie anche all'ausilio della scala graduata applicata sul campione (Figura 1.22). Tale ricostruzione è avvenuta analizzando i fotogrammi dei file video con cadenza regolare di 20 minuti (420 cicli).

I risultati sperimentali evidenziano in maniera qualitativa un certo grado di correlazione fra i cambi di pendenza della curva relativa alle deformazioni e gli incrementi repentini della fessurazione osservati visivamente.

In assenza di modelli analitici affidabili capaci di descrivere l'andamento delle curve ottenute dalle prove, sulla base delle suddette considerazioni si è scelto di considerare come criterio di rottura per la prova in oggetto il completo attraversamento dello strato superiore da parte della fessura artificiale praticata nello strato inferiore del sistema bistrato (altezza di risalita delle fessure pari a 35 mm).



2. Prestazioni Anti-Reflective Cracking

Dopo aver descritto le metodologie di preparazione dei provini, le procedure di prova e le tecniche di elaborazione dei dati adottate nella sperimentazione in oggetto, nei prossimi paragrafi si focalizza l'attenzione sulle differenti indagini di laboratorio sviluppate nella seconda fase della ricerca.

In particolare, nel presente capitolo vengono affrontate le tematiche relative allo studio delle prestazioni anti-reflective cracking dei geocompositi oggetto di studio mentre nei capitoli successivi si descrivono, rispettivamente, gli studi volti alla caratterizzazione sperimentale di laboratorio di strati rinforzati in conglomerato bituminoso modificato (§3), le prestazioni a taglio e flessione di geocompositi tipo SAMI (§4) e la sensibilità all'acqua di interfacce rinforzate realizzate al di sotto di strati drenanti (§5).

2.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE

Le prestazioni anti-reflective cracking dei geocompositi oggetto di studio sono state studiate in laboratorio impiegando provini prismatici ricavati da piastre bistrato preparate con il roller compactor. Parallelamente lo studio ha previsto anche la caratterizzazione meccanica delle prestazioni a taglio delle interfacce mediante prove effettuate con apparecchiatura ASTRA.

2.1.1 Materiali

Le piastre bituminose bistrato sono state realizzate con materiali prelevati in cantiere durante la realizzazione di un tronco pilota autostradale. Tale intervento è stato eseguito al fine di valutare in sito le prestazioni anti-reflective cracking dei geocompositi applicati a cavallo del giunto fra la nuova e al vecchia pavimentazione nell'ambito dell'allargamento della carreggiata per la realizzazione della terza corsia (§6).

Sono stati impiegati a tale proposito due differenti tipologie di conglomerato bituminoso al fine di riprodurre in laboratorio le condizioni effettivamente realizzate in sito. In particolare, per lo strato inferiore delle piastre è stato impiegato un conglomerato bituminoso modificato per strati di base mentre per lo strato superiore è stato utilizzato un conglomerato bituminoso modificato per strati di collegamento (binder). A seguito dell'estrazione del legante in laboratorio sono state valutate le caratteristiche compositive di entrambe le miscele in termini di distribuzione granulometrica e contenuto di bitume. I risultati ottenuti sono riassunti in Tabella 2.1 e in Figura 2.1 dove è possibile osservare che le miscele per base e binder sono caratterizzate rispettivamente da una dimensione massima degli aggregati pari a 20 mm e 14 mm e da un dosaggio di legante pari a 4.15% e 5.25% rispetto al peso degli aggregati lapidei.



È importante sottolineare che entrambi i conglomerati bituminosi sono stati confezionati con aggregati lapidei di natura calcarea e con legante bituminoso modificato con polimeri SBS.

Setacci [mm]	Base Passante [%]	Binder Passante [%]
32	100.0	100.0
20	92.2	100.0
14	70.8	91.4
10	56.5	75.6
6.3	42.5	56.0
2	25.2	30.9
0.5	14.6	17.6
0.25	11.0	13.1
0.063	7.9	7.0
Bitume [%]	4.15	5.25

Tabella 2.1 – Caratteristiche compositive conglomerati bituminosi

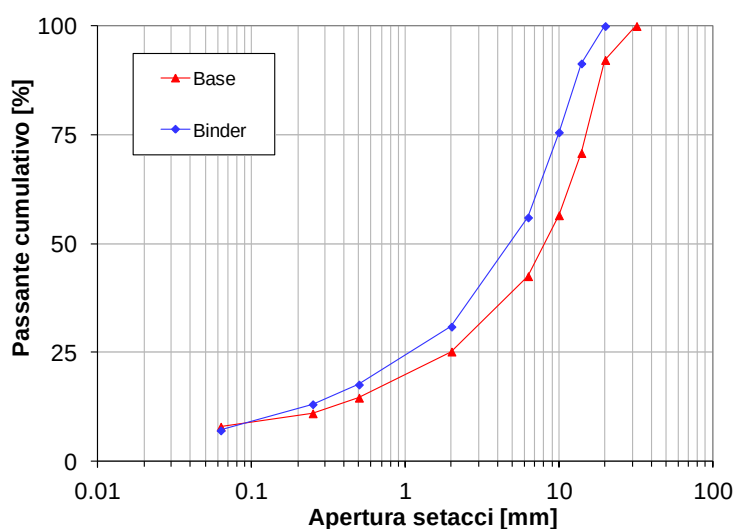


Figura 2.1 – Distribuzione granulometrica conglomerati bituminosi

Per quanto riguarda i materiali di rinforzo applicati all'interfaccia, analogamente a quanto descritto nel precedente rapporto finale di ricerca, sono stati indagati dei geocompositi ottenuti dall'accoppiamento di una membrana bituminosa e una griglia in fibra di vetro di rinforzo.

La membrana, dello spessore di circa 2 mm, risulta dotata inferiormente di una pellicola autotermodadesiva, ottenuta mediante una miscela hot melt a base di elastomeri e resine tackificanti in grado di sviluppare una forza di adesione che si attiva ed aumenta con il calore del conglomerato al momento della stesa e della compattazione.

Sul lato superiore del geocomposito risulta, invece, applicato un trattamento in sabbia che ne consente la carrabilità da parte dei mezzi di cantiere durante le operazioni di costruzione della pavimentazione.

Nel caso in oggetto, sono stati studiati quattro differenti geocompositi ottenuti combinando due membrane caratterizzate da diverse tipologie di mescola con due differenti tipologie di reti di rinforzo (Tabella 2.2 e Figura 2.2).

Geocomposito	Compound membrana	Apertura maglia rete di rinforzo [mm ²]	Resistenza a trazione [kNxm]
APP5.0	APP	5.0x5.0	40x40
APP12.5	APP	12.5x12.5	40x40
SBS5.0	SBS	5.0x5.0	40x40
SBS12.5	SBS	12.5x12.5	40x40

Tabella 2.2 – Geocompositi indagati



Figura 2.2 – Geocompositi indagati

Per quanto riguarda la membrana bituminosa sono state indagate una mescola plastomerica a base di polipropilene atattico e poliolefine (APP) ed una mescola elastomerica costituita da copolimeri termoplastici stirene-butadiene-stirene (SBS). Tali tipologie di membrane sono state accoppiate a due reti di rinforzo caratterizzate da differente apertura della maglia quadrata, rispettivamente pari a 5.0x5.0 mm² e 12.5x12.5 mm².

A titolo di confronto, la sperimentazione ha previsto anche lo studio di un prodotto analogo di riferimento (membrana bituminosa rinforzata) reperibile nel mercato.

Relativamente all'indagine di laboratorio, non è stato utilizzato alcun materiale come mano d'attacco all'interfaccia in quanto le proprietà adesive dello strato autotermodadesivo dei geocompositi indagati sono tali da rendere superfluo, se non addirittura dannoso, l'utilizzo di una mano d'attacco bituminosa al fine di migliorare l'adesione fra il geocomposito stesso ed il sottostante piano di posa rappresentato da un nuovo strato in conglomerato bituminoso.

Tale risultanza sperimentale è stata ampiamente documentata nel corso della prima fase della ricerca, descritta nel precedente Rapporto Finale 2011, ed è stata ulteriormente confermata dai risultati ottenuti a seguito delle prove di taglio all'interfaccia eseguite sui campioni prelevati in sito lungo il tronco pilota autostradale (§6).

Tali risultati sono stati, quindi, alla base della scelta di non indagare ulteriormente la variabile dovuta alla presenza di una mano d'attacco all'interfaccia consentendo di preparare, in questa fase, solamente piastre bistrato (rinforzate e non rinforzate) senza l'applicazione di una mano d'attacco.

2.1.2 Programma sperimentale

Il programma sperimentale di laboratorio ha previsto l'esecuzione di due tipologie di prove (prova ASTRA e Reflective Cracking test) da effettuarsi su campioni ricavati da piastre bituminose bistrato (rinforzate e non rinforzate), preparate mediante Roller Compactor. In particolare, tali piastre dello spessore totale pari a 80 mm sono costituite da uno strato inferiore dello spessore di 45 mm preparato con conglomerato bituminoso per strati di base e da uno strato superiore dello spessore di 35 mm preparato con conglomerato bituminoso per strati di binder. Le due miscele sono state compattate fino a raggiungere una percentuale di vuoti di progetto rispettivamente pari all'8.0% per lo strato di base e pari al 5.0% per lo strato di binder compatibilmente con lo studio preliminare delle proprietà volumetriche dei materiali effettuato mediante pressa giratoria.

Oltre alle configurazioni all'interfaccia che hanno previsto l'applicazione dei quattro geocompositi descritti in Tabella 2.2 sono state indagate, a titolo comparativo, anche interfacce non rinforzate e rinforzate con il geocomposito di riferimento, in seguito denominato genericamente "geocomposito B".

Per ognuna delle configurazioni analizzate sono state preparate 3 piastre bistrato (per un totale di 18 piastre), di cui 2 necessarie per ottenere provini cilindrici da sottoporre a prova ASTRA mentre una piastra è stata utilizzata per ricavare provini prismatici da sottoporre al Reflective Cracking test. Successivamente, alla luce dei risultati ottenuti a nel corso delle prove sui geocompositi studiati (Tabella 2.2), si è deciso di realizzare un'altra piastra bistrato solo per i prodotti INDEX (per ulteriori 4 lastre) al fine di ripetere le prove di fessurazione di riflessione applicando un carico più elevato (615 N).

In definitiva, quindi, la presente fase della ricerca di laboratorio ha previsto l'esecuzione di 54 prove ASTRA e 20 prove di fessurazione di riflessione così come riassunto in Tabella 2.3. In particolare, le prove ASTRA sono state eseguite alla temperatura di 20 °C applicando 3 diversi livelli di sforzo normale all'interfaccia (0.0 MPa, 0.2 MPa e 0.4 MPa) mentre il Reflective Cracking test è stato eseguito alla temperatura di 30 °C applicando, ove possibile, 2 diversi livelli di carico (520 N e 615 N).



Configurazione	Prova ASTRA (T = 20°C)			Reflective Cracking test (T = 30°C)	
	$\sigma = 0.0 \text{ MPa}$	$\sigma = 0.2 \text{ MPa}$	$\sigma = 0.4 \text{ MPa}$	Carico = 520 N	Carico = 615 N
Non rinforzata	3	3	3	2	-
APP5.0	3	3	3	2	2
APP12.5	3	3	3	2	2
SBS5.0	3	3	3	2	2
SBS12.5	3	3	3	2	2
Geocomposito B	3	3	3	2	-

Tabella 2.3 – Programma sperimentale

2.2 ANALISI DEI RISULTATI

La fase di studio di laboratorio ha previsto, oltre alle prove per la valutazione della resistenza alla fessurazione di riflessione, anche prove ASTRA per la determinazione delle prestazioni a taglio delle interfacce investigate.

In tutti i casi l'interfaccia, sia essa rinforzata con geocomposito o non rinforzata, non è stata oggetto di applicazione di alcuna mano d'attacco bituminosa all'interfaccia. Le interfacce oggetto di studio sono state ottenute, quindi, interponendo o meno un geocomposito di rinforzo fra due strati bituminosi compatattati in laboratorio con il roller compactor. In particolare, nel caso in oggetto, i due strati sono stati preparati rispettivamente con un conglomerato per strati di base ed un conglomerato per strati di usura prelevati in sito durante la realizzazione di un tronco pilota autostradale (§6). Nello stesso cantiere sono stati prelevati anche i geocompositi studiati al fine di riprodurre in laboratorio le medesime configurazioni realizzate in sito.

2.2.1 Prova ASTRA

Come riassunto in Tabella 2.3, il programma sperimentale ha previsto l'esecuzione di prove di taglio ASTRA applicando tre diversi livelli di sforzo normale (0.0, 0.2 e 0.4 MPa) alla temperatura controllata di 20 °C per un totale di 54 ripetizioni. I risultati sperimentali ottenuti hanno permesso di risalire, in accordo con quanto descritto in precedenza (§1.2), ai relativi inviluppi di resistenza di picco e di attrito residuo delle 6 configurazioni investigate (Figura 2.3). In tal senso, la Tabella 2.4 riporta i corrispondenti valori caratteristici degli inviluppi di picco e di attrito (§1.2).

Come era lecito attendersi, le prove ASTRA in oggetto hanno confermato come, in accordo con numerosi studi precedenti condotti utilizzando differenti apparecchiature di prova [3, 4, 11, 19, 20, 21, 32, 36, 37] l'interposizione di un qualsiasi rinforzo all'interfaccia fra due diversi strati di conglomerato bituminoso ne riduca le prestazioni a taglio, limitando sensibilmente la resistenza a taglio puro c_0 , e di fatto fungendo da elemento separatore fra gli stessi.



Inoltre, la presenza del geocomposito produce anche una discreta riduzione dell'angolo di attrito di picco Φ_{peak} in virtù del fatto che la membrana bituminosa, di spessore non trascurabile, funge da "interstrato coesivo" che inibisce i contributi di resistenza a taglio ascrivibili all'attrito ed alla dilatanza.

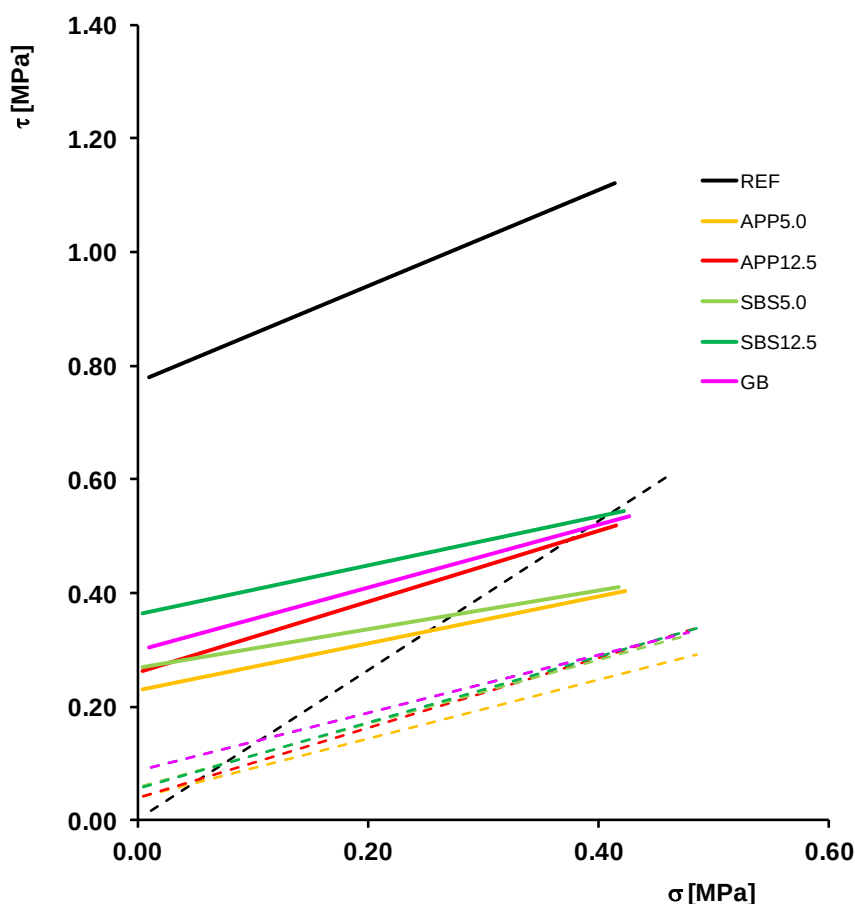


Figura 2.3 – Risultati prova ASTRA (T = 20 °C): involucri di picco e di attrito

In tal senso è opportuno prescrivere che l'utilizzo di tali materiali di rinforzo avvenga ad opportune profondità all'interno della pavimentazione in maniera tale che gli sforzi di taglio a cui risulterebbero sottoposti siano compatibili con l'effettiva resistenza a taglio delle relative interfacce. Tale profondità di utilizzo è funzione del tipo di strada considerato in quanto carichi più elevati abbinati a velocità e/o accelerazioni superiori generano sforzi tangenziali maggiori.

Pertanto, qualora il geocomposito venisse impiegato in maniera errata, si potrebbe verificare l'insorgere di problematiche dovute all'abbattimento della resistenza quali, ad esempio, fessure, distorsioni e sgranamenti dovuti allo scorrimento relativo fra gli strati. In assenza di tali problematiche, la diminuzione del grado di solidarietà fra gli strati è da ritenere benefica in quanto attraverso un "debonding controllato" è possibile garantire la dissipazione di sforzi parassiti all'interfaccia, causa principale dell'insorgere di fessure termiche e di riflessione.

In ogni caso, analizzando i dati di Figura 2.3, è opportuno sottolineare come la configurazione analizzata che ha evidenziato il decremento meno accentuato di prestazioni a taglio rispetto all'interfaccia non rinforzata (REF) sia quella in cui è stato applicato il geocomposito SBS12.5, prodotto ottimizzato nella precedente fase della sperimentazione ed attualmente in produzione con il nome commerciale di AUTOTENE ASFALTICO ANTIPUMPING HE/TVP. Tale materiale, inoltre, è stato l'unico, fra quelli analizzati, in grado di garantire prestazioni a taglio dell'interfaccia superiori a quelle mostrate dal geocomposito di riferimento (GB). È interessante notare come tutti i sistemi bituminosi rinforzati con geocompositi esibiscano un valore di coesione (seppur limitato) anche in condizioni residue ($c_r \neq 0$) a differenza di quanto si riscontra normalmente nel caso di interfacce non rinforzate o rinforzate con griglie [21, 32, 36, 37]. Tale evidenza sperimentale risulta in accordo con una precedente ricerca [20] nella quale si dimostra come la "coesione residua" sia da imputare alla presenza della membrana bituminosa che ostruisce il contatto diretto fra i due strati di conglomerato bituminoso fra i quali risulta applicata.

In tal senso è possibile osservare, infatti, come i due strati dei provini rinforzati sottoposti alla prova ASTRA si presentino, al termine della prova, ancora solidali l'uno all'altro grazie all'azione adesiva/coesiva della membrana fra loro interposta (Figura 2.4). È utile, inoltre, notare come la rottura a taglio non interessi, in effetti, l'interfaccia fra la membrana e lo strato bituminoso, bensì sia localizzata all'interno della membrana stessa. Difatti, il film bituminoso deformabile causa la traslazione relativa fra gli strati bituminosi senza rottura evidente determinando, in tal modo, la coesione residua osservata sperimentalmente. Tale proprietà peculiare dei geocompositi si traduce, inoltre, in un ridotto angolo di attrito residuo ϕ_{res} funzione essenzialmente delle caratteristiche del rinforzo a differenza di quanto solitamente riscontrato (interfacce non rinforzate o rinforzate con griglie) quando, grazie al contatto tra gli strati bituminosi, le condizioni residue risultano una caratteristica intrinseca dei materiali bituminosi a contatto fra loro [21, 32, 36, 37].

Configurazione	$\tau_{peak} = c_0 + \sigma_n \tan \phi_{peak}$		$\tau_{res} = c_{res} + \sigma_n \tan \phi_{res}$	
	c_0 [MPa]	$\tan \phi_{peak}$ [-]	c_{res} [MPa]	$\tan \phi_{res}$ [-]
REF	0.77	0.85	-	1.32
APP5.0	0.23	0.42	0.04	0.52
APP12.5	0.26	0.62	0.04	0.62
SBS5.0	0.27	0.34	0.06	0.56
SBS12.5	0.36	0.43	0.06	0.58
GB	0.30	0.56	0.09	0.51

Tabella 2.4 – Parametri caratteristici inviluppi di picco e di attrito





Figura 2.4 – Provino ASTRA al termine della prova

Per quanto riguarda le singole variabili investigate nella verifica del processo di ottimizzazione dei geocompositi (tipo di mescola, apertura delle maglie della rete di rinforzo), occorre sottolineare come i risultati emersi nella presente fase della ricerca confermino appieno le considerazioni emerse nella precedente fase della ricerca. Risultano pertanto rafforzate le scelte che hanno indirizzato la produzione verso un geocomposito elastomerico rinforzato con griglia in fibra di vetro con maglia di apertura pari a $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$, attualmente commercializzato con il nome di AUTOTENE ASFALTICO ANTIPUMPING HE/TVP.

Infatti, per quello che riguarda l'influenza della natura della mescola bituminosa, i risultati sperimentali riportati in Tabella 2.4 ed in Figura 2.5 mostrano chiaramente come una mescola bituminosa modificata con polimeri elastomerici sintetici di tipo SBS (Stirene-Butadiene-Stirene) garantisca prestazioni superiori, in termini resistenza a taglio all'interfaccia, rispetto ad un materiale analogo modificato con polimeri plastomerici di tipo APP (PoliPropilene Atattico) sia nel caso di rete da $5.0 \times 5.0 \text{ mm}^2$ che nel caso di rete da $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$.

Tale risultato sperimentale è certamente dovuto alle migliori proprietà reologiche del compound elastomerico ma potrebbe anche essere riconducibile alla migliore affinità tra il materiale elastomerico della membrana e il bitume modificato con elastomeri (tipicamente impiegato in ambito stradale) con il quale sono state confezionate le miscele bituminose utilizzate.

Anche le evidenze sperimentali che riguardano l'influenza del tipo di rinforzo annegato all'interno della membrana confermano la bontà della scelta, operata a seguito della prima fase della ricerca, di produrre geocompositi elastomerici. Difatti, le prove ASTRA in oggetto hanno suggerito che una apertura più grande della maglia della griglia in fibra di vetro garantisce prestazioni a taglio migliorate sia nel caso di mescola plastomerica che nel caso di mescola elastomerica (Figura 2.6). Tale risultato è verosimilmente dovuto al fatto che una rete con maglia di dimensione ridotta causa una maggiore discontinuità fra gli strati bituminosi, con conseguente riduzione delle prestazioni a taglio dell'interfaccia, poiché garantisce una minore superficie di contatto fra i materiali tra i quali risulta posizionata [20, 37].

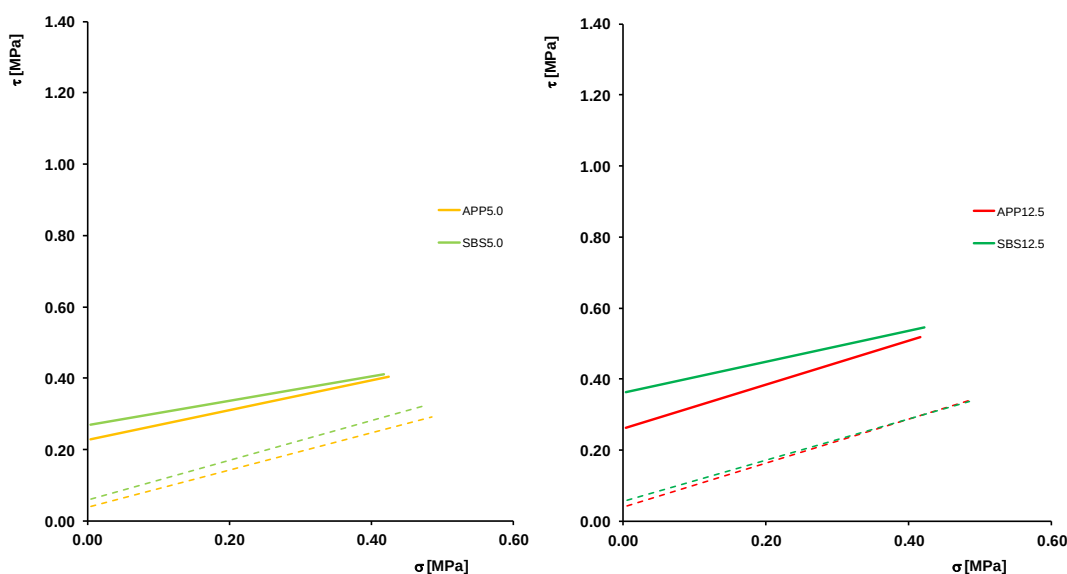


Figura 2.5 – Risultati prova ASTRA: influenza della mescola

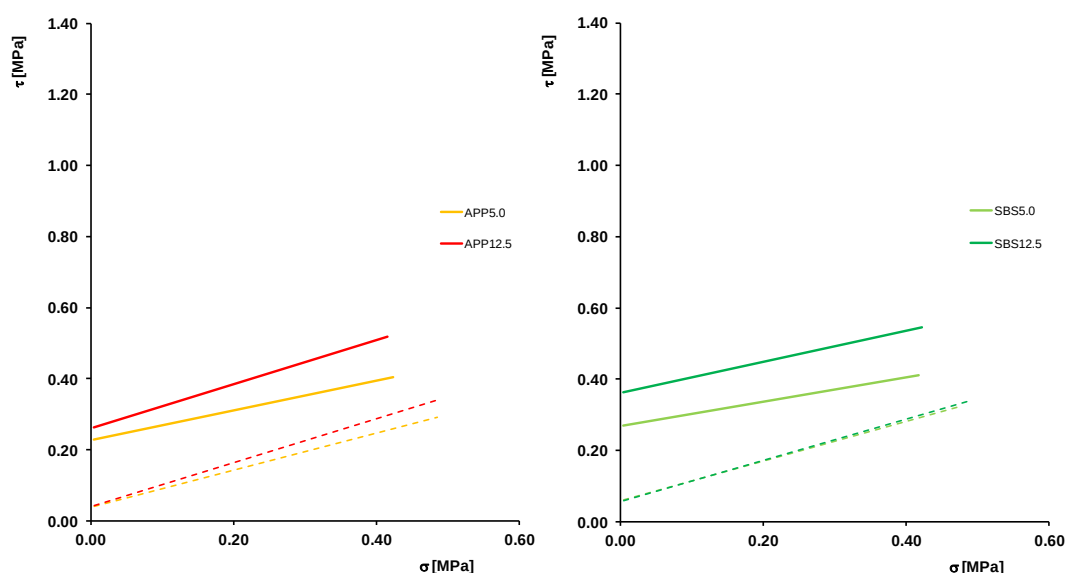


Figura 2.6 – Risultati prova ASTRA: influenza del tipo di rinforzo

In definitiva, le prove ASTRA hanno sostanzialmente confermato che la presenza di un geocomposito all'interfaccia determina, inevitabilmente, un decremento delle prestazioni a taglio dell'interfaccia che, pur essendo utile al fine di limitare il fenomeno della fessurazione di riflessione, richiede di essere contenuto per dare luogo ad un "debonding controllato". Tale risultato è conseguibile se si adotta il prodotto ottimizzato AUTOTENE ASFALTICO ANTIPUMPING HE/TVP, in grado di offrire prestazioni a taglio superiori a quelle di analoghi prodotti attualmente reperibili sul mercato.

2.2.2 Reflective Cracking test

Il programma sperimentale ha previsto un totale di 20 prove di simulazione della risalita di fessure di riflessione effettuate con il macchinario Wheel Tracker. Le prove, eseguite applicando due differenti livelli di carico (520 N e 615 N) alla temperatura di 30°C, hanno interessato provini prismatici bistrato intagliati artificialmente per simulare la presenza, nello strato inferiore, di fessure o discontinuità capaci di innescare il fenomeno della risalita in superficie.

I risultati sperimentali sono stati analizzati sia in termini di deformazione verticale accumulata durante la prova che in termini di altezza di risalita della fessura, valutando visivamente anche l'evoluzione del quadro fessurativo complessivo attraverso lo studio dei filmati realizzati nel corso delle prove stesse.

Dapprima si sono realizzate le prove con carico imposto pari a 520 N, successivamente, sulla base dei risultati emersi durante il primo ciclo di prove, si è deciso di ripetere le prove con un livello di carico incrementato a 615 N solamente per alcune tipologie di interfacce in grado di sostenere sollecitazioni più elevate. La Figura 2.7 riporta i risultati sperimentali, in termini di deformazione verticale accumulata, di una ripetizione per ciascuna configurazione testata. Tale grafico può ritenersi estremamente significativo in quanto le due ripetizioni effettuate per ogni configurazione testata hanno mostrato andamenti del tutto paragonabili fra loro. In tal senso, i dati raccolti mostrano inequivocabilmente la supremazia prestazionale dei geocompositi oggetto di studio rispetto alle configurazioni di riferimento non rinforzata (REF) e rinforzata con geocomposito di tipo B (GB). Difatti, è possibile notare come le configurazioni di riferimento siano state oggetto di una risalita molto rapida della fessura fino al collasso completo dei sistemi bituminosi bistrato che ha costretto ad interrompere la prova al massimo dopo circa 2000 cicli di carico, mentre gli analoghi sistemi rinforzati con i geocompositi INDEX sono stati in grado di sopportare almeno 12600 cicli di carico non raggiungendo mai il collasso del provino.

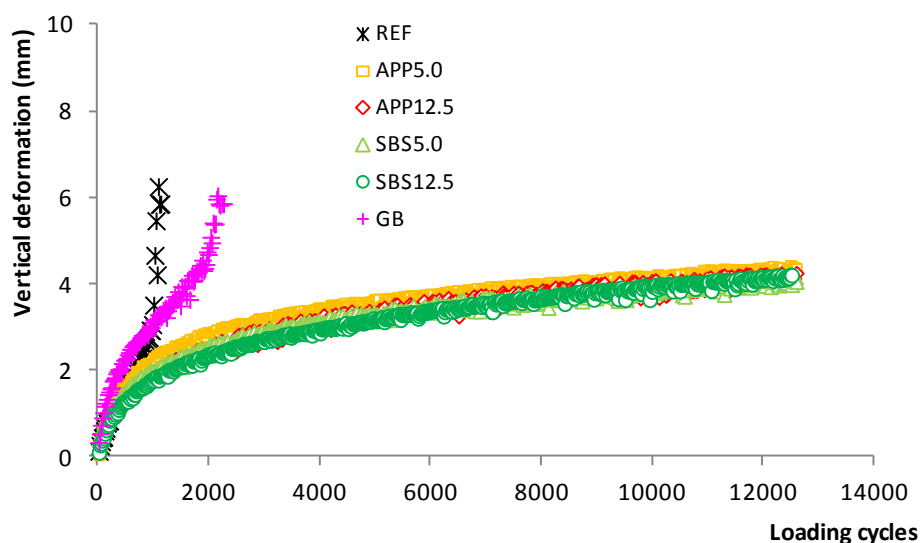


Figura 2.7 – Deformazione verticale vs cicli di carico (520 N)

Per un'analisi più approfondita dei risultati sperimentali sono stati, inoltre, analizzati i filmati realizzati durante il corso delle prove andando a ricostruire l'altezza di risalita della fessura artificiale in funzione del numero di applicazioni del carico.

In tal senso, i risultati ottenuti nel caso delle prove riportate in Figura 2.7 sono mostrati nella corrispondente Figura 2.8. Come è possibile osservare, nel caso dei sistemi di riferimento (REF, GB) la fessura è risalita rapidamente fino in superficie ($H_f = 35$ mm), mentre nel caso dei sistemi rinforzati la fessura, una volta raggiunto lo strato di binder, si è assestata nell'intorno di 10 mm di risalita fino al termine della prova.

A tal proposito, risulta piuttosto significativo analizzare visivamente il quadro fessurativo prodottosi nei due casi. La Figura 2.9 mostra, a titolo di esempio, il fotogramma relativo alle condizioni di fine prova per un provino non rinforzato (REF_1), per un provino rinforzato con geocomposito di riferimento (GB) e per un provino rinforzato con uno dei geocompositi oggetto di studio (SBS5.0_2).

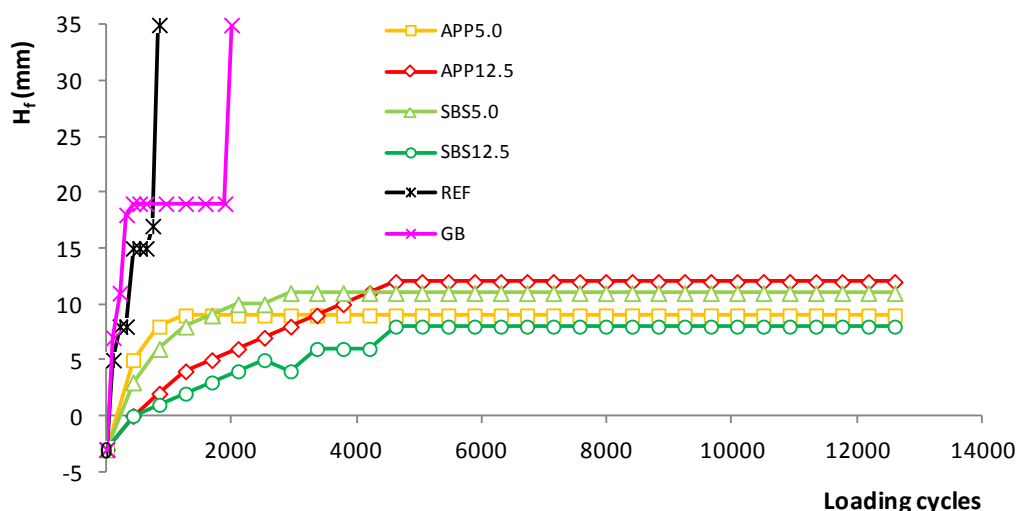


Figura 2.8 – Risalita fessura vs cicli di carico (520 N)

Appare del tutto evidente come, nel caso dei sistemi di riferimento (REF e GB), la fessura risalga in maniera molto netta e rapida fino in superficie provocando l'insorgere di una fessura netta ed ampia già dopo 1000÷2000 cicli di carico.

Al contrario, nel caso dei sistemi rinforzati con i geocompositi oggetto di studio, si rilevano dopo 12600 applicazioni del carico solamente delle leggerissime fessure (indicate in blu) distribuite in una zona molto più ampia.

Tale aspetto è sintomo inequivocabile della capacità del rinforzo di distribuire le sollecitazioni su una superficie di interfaccia molto più estesa, dissipando efficacemente gli sforzi che si generano sulla sommità di fessure preesistenti e che sono la causa del fenomeno della fessurazione di riflessione.

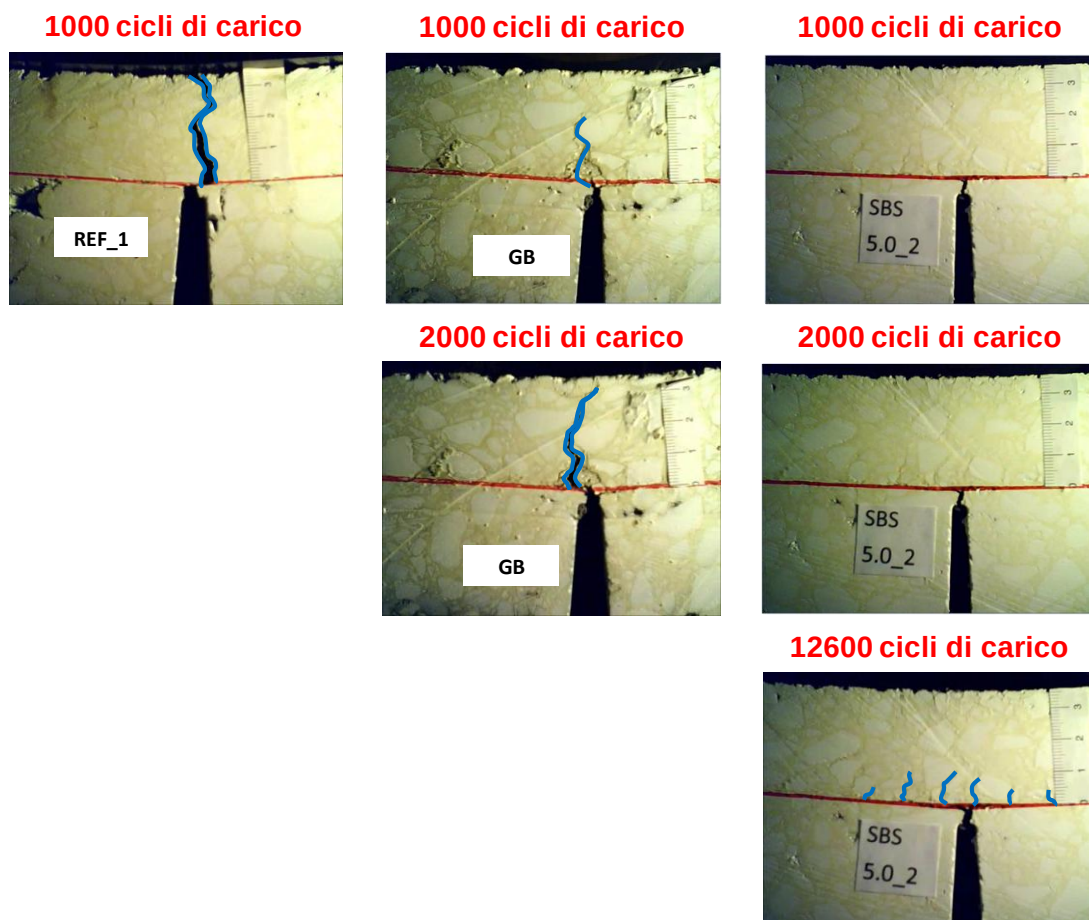


Figura 2.9 – Reflective Cracking test: analisi del quadro fessurativo (520 N)

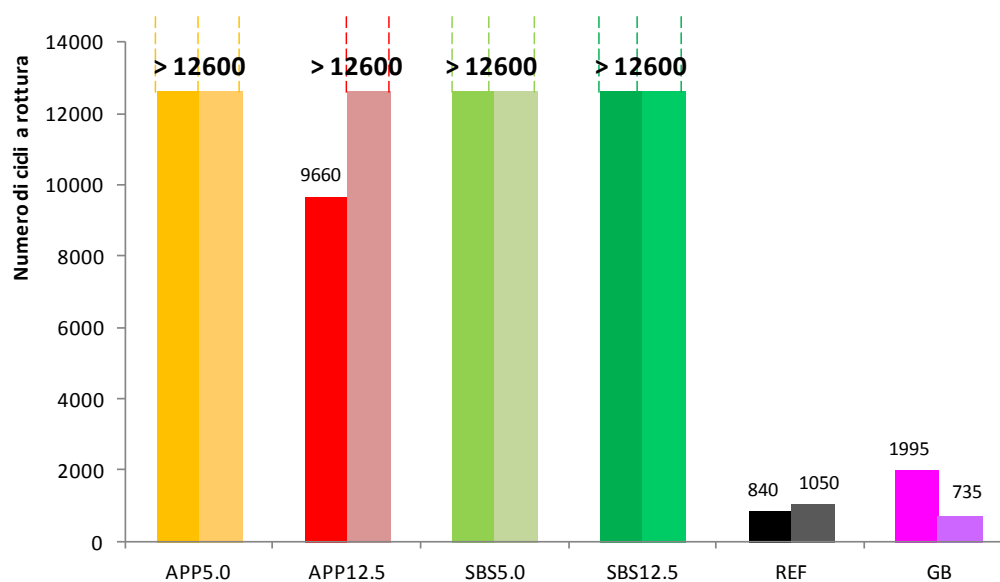


Figura 2.10 – Reflective Cracking test: numero di cicli a rottura (520 N)

Per completezza, la Figura 2.10 riporta tutti i risultati sperimentali in termini di cicli di carico a rottura, tradotti dal numero di ripetizioni del carico che ha causato la risalita fino in superficie di una fessura di riflessione, indipendentemente dalla tipologia di quadro fessurativo verificatosi (fessura unica o insieme di fessure distribuite). I dati sperimentali riassumono con chiarezza quanto precedentemente esposto in merito alla supremazia prestazionale dei geocompositi analizzati. Si evidenzia, inoltre, come i sistemi rinforzati con prodotti INDEX abbiano raggiunto la rottura (risalita sino in superficie di una fessura) solo in un caso isolato e dopo un numero di cicli molto elevato rispetto agli analoghi sistemi di riferimento (REF e GB).

In definitiva, è possibile, quindi, affermare che i geocompositi studiati sono in grado di garantire una **resistenza alla risalita della fessurazione di riflessione almeno 5 volte superiore** ad analoghi sistemi di riferimento, rinforzati e non rinforzati, sottoposti alle medesime condizioni di prova (carico pari a 520 N).

Peraltro, risulta altrettanto evidente come, nel caso di un carico applicato pari a 520 N, non sia stato possibile discriminare fra i diversi geocompositi oggetto di indagine al fine di verificare quale combinazione di compound bituminoso e griglia di rinforzo sia capace di restituire prestazioni migliori rispetto alle altre in termini di resistenza alla fessurazione di riflessione.

Di conseguenza, è stata pianificata un'ulteriore campagna di prove applicando un carico verticale superiore (615 N) al fine di discriminare in maniera più evidente le prestazioni delle differenti interfacce. Ovviamente, tali prove non sono state eseguite sulle interfacce di riferimento REF e GB che avevano raggiunto un collasso netto e repentino già con un livello di carico inferiore.

L'insieme dei risultati sperimentali emersi durante questa ulteriore fase della ricerca sono mostrati nelle Figure 2.11 e 2.12 in termini, rispettivamente, di deformazione verticale in mezzzeria e altezza di risalita della fessura al variare del numero di cicli di carico.

Come è possibile osservare, l'incremento del carico di prova da 520 N a 615 N ha innanzitutto generato un incremento di deformazione verticale accumulata, sintomo di un più elevato grado di danneggiamento dei sistemi testati, ed una risalita delle fessure maggiormente accentuata sino al raggiungimento, nella maggior parte dei casi, della superficie superiore dello strato di binder. Tuttavia, le spiccate proprietà meccaniche e reologiche dei geocompositi testati hanno causato un fenomeno di degrado comunque graduale con il raggiungimento delle condizioni di rottura per un numero molto elevato di cicli di carico (sostanzialmente compreso fra 8000 e 12000 applicazioni) senza rotture nette ed improvvise, così come è possibile constatare dall'andamento delle deformazioni permanenti profondamente diverso da quello evidenziato a 520 N dagli analoghi sistemi di riferimento. Tale comportamento trova conferma diretta nell'analisi visiva dei filmati realizzati durante il corso delle prove dalla quale si evince un quadro fessurativo al termine della prova, anche per questo livello di carico, sostanzialmente caratterizzato da fessure multiple e più sottili distribuite in una zona diffusa del campione (Figura 2.13).



Tale evidenza sperimentale conferma le ottime prestazioni anti-reflective cracking dei materiali testati già emerse nel corso delle prove con carico pari a 520 N.

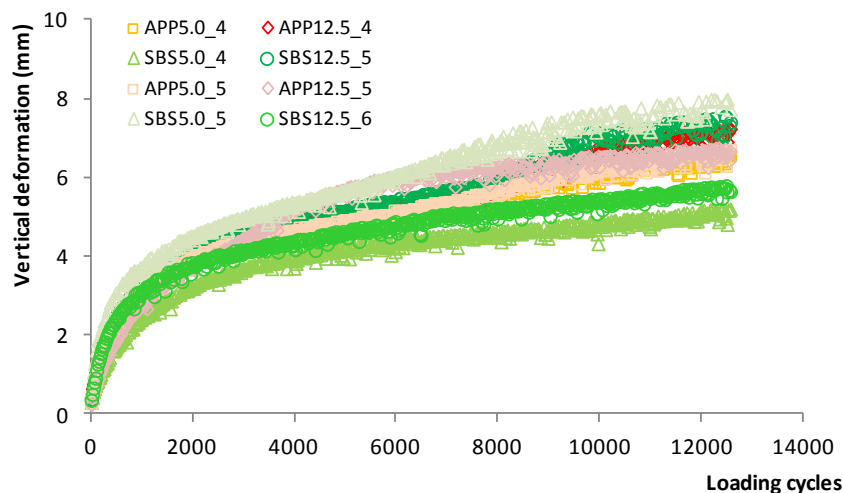


Figura 2.11 – Deformazione verticale vs cicli di carico (615 N)

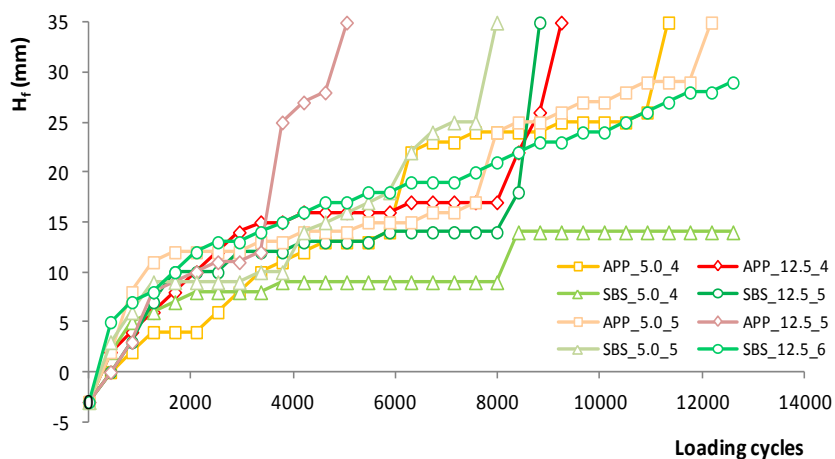
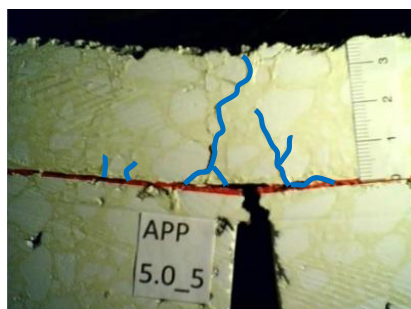


Figura 2.12 – Risalita della fessura vs cicli di carico (615 N)

12600 cicli di carico



12600 cicli di carico

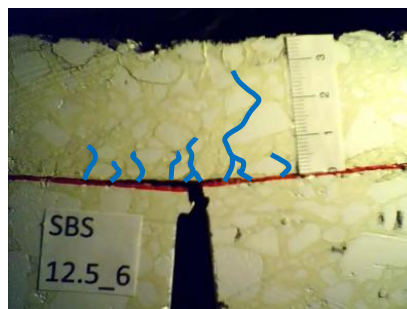


Figura 2.13 – Reflective Cracking test: analisi del quadro fessurativo (615 N)

Per una valutazione maggiormente approfondita dell'influenza del tipo di compound bituminoso e dell'apertura delle maglie della griglia di rinforzo, la Figura 2.14 riassume i risultati ottenuti in termini di cicli di carico a rottura, intesi come il numero di ripetizioni del carico che ha causato la risalita fino in superficie di una fessura di riflessione.

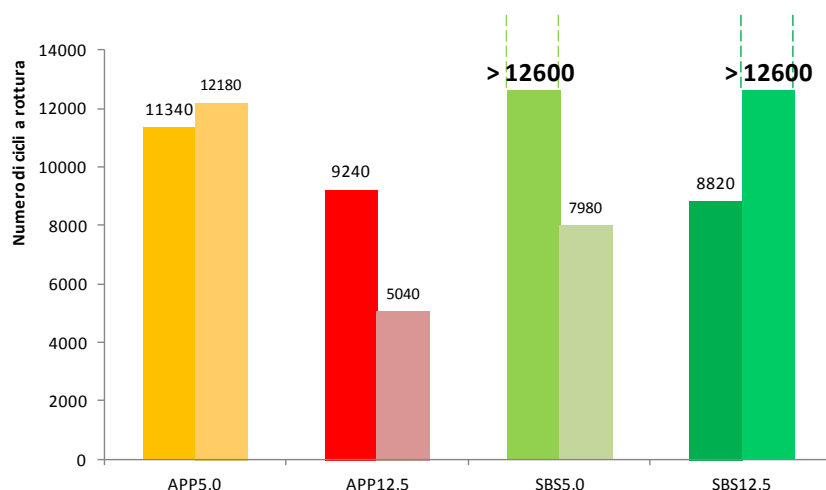


Figura 2.14 – Reflective Cracking test: numero di cicli a rottura (615 N)

Si nota come i risultati sperimentali siano affetti da una certa variabilità che tuttavia non impedisce di poter affermare che il compound bituminoso elastomerico evidenzia prestazioni tendenzialmente superiori rispetto a quello plastomerico. È possibile, infatti, constatare che gli unici due campioni che non hanno subito la risalita della fessura fino in superficie dopo l'applicazione di 12600 cicli di carico siano entrambi realizzati con compound elastomerico SBS.

Per quanto attiene, infine, l'influenza dell'apertura della maglia della rete di rinforzo, non si evidenziano differenze apprezzabili fra le differenti armature nel caso di compound SBS. Tale risultato potrebbe essere giustificabile considerando un duplice aspetto: da un lato le proprietà reologiche delle membrane potrebbero giocare un ruolo maggiormente determinante nelle prestazioni anti-reflective cracking delle interfacce rispetto alle prestazioni delle reti di rinforzo; dall'altro occorre ricordare come le reti di rinforzo siano caratterizzate da differenti aperture della maglie ma, contemporaneamente, da medesimo valore di resistenza a trazione, sia in senso longitudinale che in senso trasversale.

In definitiva, anche le prove condotte applicando un carico verticale superiore pari a 615 N hanno sostanzialmente comprovato la scelta operata a valle della prima fase della ricerca sperimentale in accordo con la quale si è deciso di orientare la produzione verso il geocomposito ottimizzato AUTOTENE ASFALTICO ANTIPUMPING HE/TVP, caratterizzato da una membrana bituminosa a base elastomerica rinforzata con griglia in fibra di vetro di maglia pari a $12.5 \times 12.5 \text{ mm}^2$.

3 Rinforzo di conglomerati bituminosi modificati

Nel presente capitolo sono riportati i risultati ottenuti in laboratorio utilizzando i materiali impiegati per la realizzazione di un tronco pilota ANAS eseguito sul Raccordo Autostradale RA11 “Ascoli Piceno-Porto d’Ascoli” (cfr. §7).

L’obiettivo dello studio mira a valutare l’entità del rinforzo derivante dall’impiego del geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP in presenza di strati in conglomerato bituminoso modificato.

3.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE

3.1.1 Conglomerato bituminoso

Considerata la rilevante quantità di materiale necessaria per la preparazione dei provini, sono stati effettuati prelievi di conglomerato direttamente presso l’impianto di produzione, allo scopo di garantire l’omogeneità della miscela. Entrambi gli strati dei provini confezionati in laboratorio sono stati realizzati impiegando lo stesso conglomerato bituminoso per strati di binder.

Sul materiale prelevato sono state eseguite due estrazioni di legante per valutarne le caratteristiche granulometriche e il contenuto di bitume. I risultati medi ottenuti sono riportati in Tabella 3.1 e Figura 3.1. Dall’analisi svolta è emersa una dimensione massima degli aggregati pari a 16 mm e una percentuale media di bitume modificato con polimeri SBS pari al 5,7% rispetto al peso della miscela.

Setacci [mm]	Passante [%]
20	100,0
16	96,6
12,5	89,2
10	75,5
8	68,6
6,3	60,6
4	47,0
2	33,9
1	24,9
0,5	18,3
0,25	13,2
0,125	9,8
0,063	6,7
Bitume riferito all'aggregato [%]	6,05
Bitume riferito alla miscela [%]	5,69

Tabella 3.1 – Tabella riassuntiva estrazioni conglomerato bituminoso



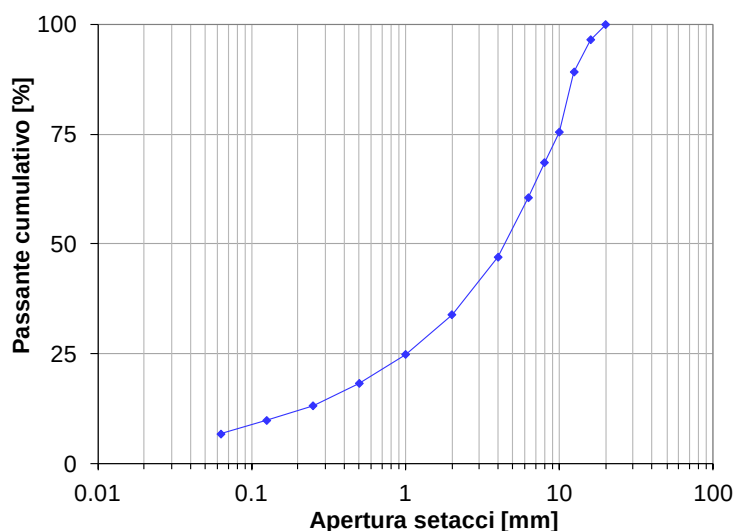


Figura 3.1 – Curva granulometrica del conglomerato bituminoso

3.1.2 Geocompositi

In questa fase della sperimentazione sono state indagate le prestazioni fornite da un bistrato in conglomerato bituminoso modificato avente all'interfaccia il geocomposito denominato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP, ottimizzato nello studio riportato nel Rapporto Finale 2011 e ulteriormente investigato nel Capitolo 2 del presente studio.

Tale materiale (Figura 3.2) risulta costituito da una geomembrana con mescola a base di polimeri SBS, da una griglia in fibra di vetro avente apertura della maglia pari a $12,5 \times 12,5 \text{ mm}^2$, da una pellicola autotermodadesiva sul lato inferiore del geocomposito e da un trattamento protettivo in sabbia fine sul lato superiore.

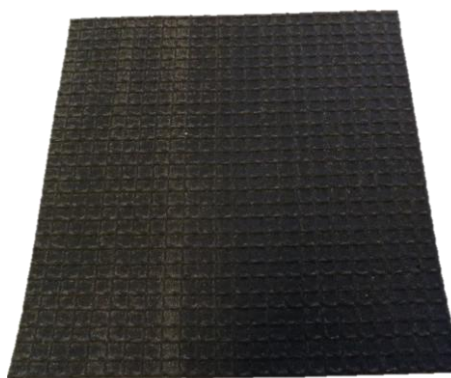


Figura 3.2 – Geocomposito Autotene asfaltico antipumping he/tvp

3.1.3 Emulsione bituminosa modificata

Oltre al geocomposito appena descritto è stata studiata anche una seconda tipologia di interfaccia caratterizzata dall'applicazione di una emulsione bituminosa modificata in ragione di $0,15 \text{ Kg/m}^2$ di bitume residuo, avente la funzione di mano d'attacco.

L'emulsione bituminosa impiegata è modificata con polimeri SBS ed è classificata, in accordo con la norma UNI EN 13808, come C65BP4.

3.1.4 Programma sperimentale

L'indagine sperimentale è stata pianificata con l'intento di approfondire lo studio delle prestazioni fornite dal geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP. In tal senso, sono state valutate le proprietà del rinforzo nel caso in cui debba essere applicato all'interfaccia di strati in conglomerato bituminoso modificato, al fine di verificare se gli spiccati miglioramenti osservati con conglomerati bituminosi tradizionali siano confermati anche nel caso in cui si vogliano rinforzare materiali maggiormente performanti come i conglomerati modificati. Il programma sperimentale (Tabella 3.2) ha previsto il confronto tra 2 configurazioni all'interfaccia:

- interfaccia senza geocomposito, con applicazione di emulsione bituminosa modificata in ragione di $0,15 \text{ kg/m}^2$ di bitume residuo (RIF.1), considerata come riferimento;
- applicazione del geocomposito ottimizzato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (AUTOTENE).

Il confronto tra le due configurazioni è avvenuto sia in termini di prestazioni a taglio dell'interfaccia che in termini di comportamento a flessione. Nel primo caso è stata indagata l'influenza del geocomposito sul grado di collegamento tra i due strati di conglomerato bituminoso, mentre nel secondo caso è stata valutata l'azione di rinforzo esplicita dal geocomposito.

Sono, quindi, state eseguite prove di taglio diretto ASTRA (Ancona Shear Testing Research and Analysis) su provini cilindrici e prove statiche di flessione su 3 punti (3PB) su travetti prismatici (Tabella 3.2).

È importante evidenziare che in questo studio, a partire dai risultati ottenuti nella precedente indagine sperimentale (v. Rapporto Finale 2011), è stato scelto di non eseguire prove di flessione su 4 punti (4PB). La buona rispondenza tra i risultati delle prove 3PB e quelli delle prove 4PB (§8.5 – Rapporto Finale 2011), ha infatti suggerito di non eseguire entrambe le prove ma di indagare piuttosto un aspetto, ritenuto molto utile per la comprensione del comportamento dei materiali considerati, quale la velocità di prova. Tenendo in considerazione che l'apparecchiatura 4PB utilizzata (§1.4) è un prototipo messo a punto presso l'Università Politecnica delle Marche difficilmente replicabile e che quindi garantisce una minore riproducibilità rispetto alla 3PB, è stato ritenuto più utile investigare due diversi livelli di velocità (5 e $50,8 \text{ mm/min}$) per l'esecuzione delle

prove 3PB, in maniera tale da indagare il contributo offerto dal rinforzo al variare delle condizioni di carico.

Tutti i provini testati sono stati ottenuti da piastre bistrato in conglomerato bituminoso confezionate in laboratorio (§1.1), aventi uno strato inferiore di spessore pari a 30 mm e uno strato superiore di spessore pari a 40 mm, entrambi caratterizzati da una percentuale di vuoti residui pari a circa 5%.

Prima di essere sottoposti alle indagini sperimentali, tutti i provini sono stati condizionati per 24 ore in camera climatica alla temperatura di prova di 20 °C.

Nel caso delle prove ASTRA, sono state eseguite 5 ripetizioni (Tabella 3.2) per ciascuno sforzo normale applicato (0,0; 0,2 e 0,4 MPa) e per ciascuna configurazione all'interfaccia, mentre nel caso delle prove 3PB sono state effettuate 3 ripetizioni per ciascuna velocità di prova considerata (5 e 50,8 mm/min) e per ogni configurazione studiata (Tabella 3.2).

Configurazione interfaccia	Codifica interfaccia	Prova ASTRA (T=20°C)			Prova 3PB (T=20°C)	
		n. ripetizioni			n. ripetizioni	
		$\sigma=0.0$ MPa	$\sigma=0.2$ MPa	$\sigma=0.4$ MPa	v=5 mm/min	v=50,8 mm/min
Interfaccia con emuls. bitum. modif. senza geocomposito	RIF.1	5	5	5	3	3
Geocomposito Autotene asfaltico	AUTOTENE	5	5	5	3	3

Tabella 3.2 – Programma sperimentale

3.2 ANALISI DEI RISULTATI

3.2.1 Prove ASTRA

L'elaborazione dei dati sperimentali ha permesso di ricavare gli involuppi di picco e di attrito residuo delle differenti configurazioni analizzate.

Le curve ottenute (Figura 3.3) ed i valori dei corrispondenti parametri fondamentali (Tabella 3.3) mostrano come l'interposizione di un sistema geocomposito all'interfaccia fra due strati di conglomerato bituminoso, comporti un decremento delle prestazioni a taglio del bistrato rispetto alla condizione di riferimento, in accordo con precedenti studi [3, 4, 11, 19, 20, 21, 32]. Si deve rilevare, inoltre, che la presenza del geocomposito comporta una riduzione dell'angolo di attrito di picco Φ_{peak} , in virtù del fatto che la membrana bituminosa, di spessore non trascurabile, funge da "interstrato coesivo" che inibisce i contributi di resistenza a taglio ascrivibili all'attrito ed alla dilatanza.

Relativamente alle condizioni residue, si deve evidenziare che il geocomposito fornisce una coesione residua c_{res} e un angolo di attrito residuo ϕ_{res} che risultano influenzati dalle caratteristiche intrinseche del geocomposito stesso e non dipendono dalle proprietà dei due conglomerati bituminosi a contatto.



I risultati appena evidenziati, sia in termini di condizioni di picco che di condizioni residue, sono in perfetto accordo con quanto rilevato nel Capitolo 2 del presente studio per i conglomerati bituminosi modificati (§2.2.1) e nella precedente indagine sperimentale per i conglomerati tradizionali (v. §8.1 Rapporto Finale 2011).

In particolare, il confronto in termini di resistenza a taglio puro c_0 (Tabella 3.3) nel caso in cui il bistrato sia confezionato con conglomerato bituminoso tradizionale (v. §8.1 Rapporto Finale 2011) oppure con conglomerato modificato, evidenzia come la riduzione dovuta alla presenza del geocomposito all'interfaccia, sia molto più spiccata (55%) nel primo caso rispetto al secondo caso (33%).

Tale risultato permette, quindi, di riconoscere che la riduzione delle prestazioni a taglio del bistrato rispetto alla condizione di riferimento risulta decisamente inferiore nel caso in cui l'Autotene asfaltico antipumping he/tvp venga applicato all'interfaccia di conglomerati bituminosi modificati rispetto a quelli tradizionali, consentendo di ipotizzare migliori prestazioni anche in termini di comportamento a flessione.

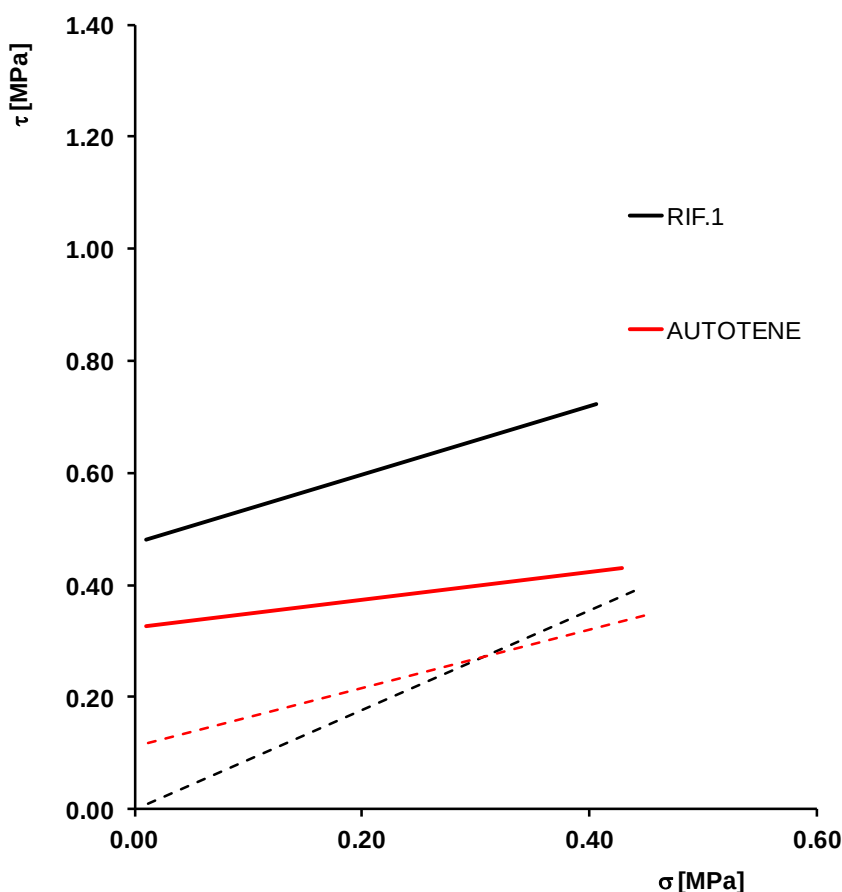


Figura 3.3 – Involuppi di picco e di attrito residuo relativi alle prove ASTRA

Configurazione interfaccia	$\tau_{\text{peak}} = c_0 + \sigma \operatorname{tg} \phi_{\text{peak}}$		Riduzione di c_0 rispetto a riferim. [%]	$\tau_{\text{res}} = c_{\text{res}} + \sigma \operatorname{tg} \phi_{\text{res}}$	
	c_0 [MPa]	ϕ_{peak} [°]		c_{res} [MPa]	ϕ_{res} [°]
RIF.1	0,48	31	-	-	42
AUTOTENE	0,32	14	33,3	0,11	28
EM.00 (Riferimento - Rapporto Finale 2011)	0,58	31	-	-	36
00.R7 (Autotene - Rapporto Finale 2011)	0,26	18	55,2	0,11	18

Tabella 3.3 – Parametri fondamentali degli involuppi di picco e di attrito residuo

3.2.2 Prove flessionali 3PB

I risultati ottenuti per le prove 3PB eseguite a 5 e 50,8 mm/min sono sintetizzati, rispettivamente, nelle curve carico-spostamento di Figura 3.4 e Figura 3.5, in cui ogni andamento traduce il comportamento medio di una configurazione all'interfaccia, ricavato a partire dalle 3 ripetizioni eseguite. In Tabella 3.4 sono, inoltre, riportati i valori dei parametri fondamentali ottenuti da tali curve, quali le proprietà di resistenza all'innescò della fessura (P_{max} , D) e di propagazione del danno (T).

Conformemente a quanto rilevato nel precedente studio (Rapporto Finale 2011), si osserva che, per entrambi i valori di velocità applicati, l'interfaccia con geocomposito (AUTOTENE) risulta caratterizzata, rispetto alla configurazione di riferimento (RIF.1), da una resistenza flessionale leggermente inferiore (riducibile al valore di P_{max}) ma da un valore di energia dissipata per l'inizio della fessurazione D e, ancor più, da un valore di energia per la propagazione delle fessure fino al collasso T , decisamente superiori. Il carico di picco P_{max} , inoltre, viene tendenzialmente raggiunto in corrispondenza di valori di spostamento δ leggermente superiori.

Sulla base di tali risultati è verosimile ipotizzare che il comportamento prefessurativo dipenda dal "debonding controllato" causato all'interfaccia dall'interposizione del geocomposito. Un sistema maggiormente solidale, infatti, offre una resistenza alla deformazione imposta superiore fin tanto che esso risulta integro. Una volta, però, che la sezione inizia a parzializzarsi, emerge in maniera progressiva il ruolo del rinforzo posto all'interfaccia.

A tal proposito, i dati sperimentali presentati in Figura 3.4 e Figura 3.5 evidenziano con chiarezza le caratteristiche di duttilità conferite al sistema bituminoso bistrato grazie all'inserimento all'interfaccia del geocomposito. Dopo l'innescò della fessurazione (raggiungimento di P_{max}), l'interfaccia con il geocomposito, a differenza della configurazione di riferimento, non perde rapidamente la sua resistenza fino alla rottura ma riesce a mantenere una determinata aliquota di resistenza flessionale anche per livelli di spostamento elevati.

Tale evidenza sperimentale è riconducibile alla capacità da parte del rinforzo all'interno del geosintetico di assorbire parte del carico flessionale applicato grazie alle sue proprietà a trazione. Quanto appena rilevato dimostra che



l'interfaccia con il geocomposito è in grado di fornire una energia di rottura T decisamente superiore rispetto alla configurazione di riferimento, traducendosi in una migliore capacità di inibizione della propagazione delle fessure piuttosto che in un ritardo nell'innesco delle stesse.

Il confronto tra le due velocità di prova (5 e 50,8 mm/min) permette, inoltre, di evidenziare un aspetto fondamentale. All'aumentare della velocità, crescono i valori forniti da tutti i parametri fondamentali legati sia all'innesco che alla propagazione delle fessure (Tabella 3.4). In particolare, in entrambe le configurazioni analizzate (RIF.1 e AUTOTENE), l'energia di rottura T, e quindi la capacità di inibizione della propagazione delle fessure, aumenta all'aumentare della velocità di prova. Tuttavia, è possibile osservare che l'incremento di prestazioni riconducibile all'utilizzo del rinforzo risulta pressoché invariato nelle due configurazioni di carico. In particolare si osserva che il sistema rinforzato con il geocomposito oggetto di studio è in grado di garantire in entrambi i casi un'energia di rottura T pari a circa 3 volte quella misurata nel caso del sistema non rinforzato di riferimento.

Configurazione interfaccia	Velocità di prova [mm/ min]	P_{max} [kN]	δ [mm]	D [Nxm]	T [Nxm]	Incremento di T rispetto a riferim. [%]
RIF.1	5	3,83	1,34	2,22	5,52	-
AUTOTENE		3,40	1,75	3,08	15,04	172,5
RIF.1	50,8	4,58	1,41	2,66	6,69	-
AUTOTENE		4,00	1,78	3,60	18,94	183,1
EM.00 (Riferimento - Rapporto Finale 2011)	50,8	5,40	1,99	6,15	13,40	-
00.R7 (Autotene - Rapporto Finale 2011)		5,13	2,39	7,97	26,76	99,7

Tabella 3.4 – Parametri fondamentali relativi ai risultati della prova 3PB

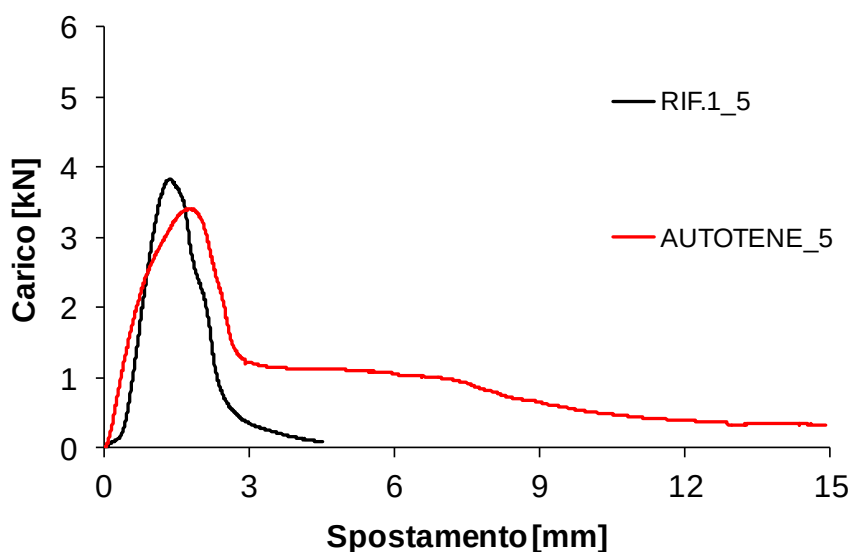


Figura 3.4 – Sintesi risultati sperimentali prova 3PB con $v=5$ mm/min

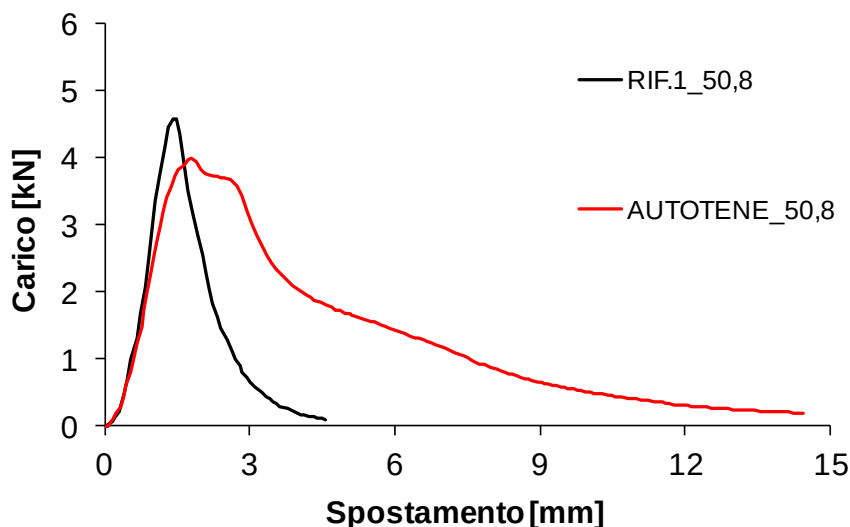


Figura 3.5 – Sintesi risultati sperimentali prova 3PB con $v=50,8$ mm/min

Così come già visto in termini di prove di taglio ASTRA, anche i risultati delle prove di flessione su 3 punti ottenuti in questa fase della sperimentazione per i bistrati con conglomerato bituminoso modificato possono essere messi a confronto con quelli ottenuti nel §8.3 del Rapporto Finale 2011 per i conglomerati tradizionali, entrambi ricavati per una velocità di prova di 50,8 mm/min.

I dati riportati in Tabella 3.4 mostrano come sia i parametri di resistenza all'inesco della fessura (P_{max} , D) che quello di propagazione del danno (T) risultano inferiori nel caso della presente indagine (conglomerati modificati) rispetto a quelli raggiunti nel precedente studio (conglomerati tradizionali – Rapporto 1).

Tale differenza può, tuttavia, essere principalmente imputata al differente spessore del bistrato con il quale sono state eseguite le prove.

I provini testati nel Rapporto Finale 2011 (indicati come Rapporto 1) avevano, infatti, un'altezza pari a 30+45 mm mentre quelli testati nel presente lavoro hanno altezza pari a 30+40 mm, fattore questo che influenza notevolmente le caratteristiche di resistenza a flessione del sistema considerato. Per quanto appena evidenziato, non è possibile eseguire un confronto diretto tra i valori di P_{max} , D e T ottenuti nelle due indagini considerate ma è significativo confrontare l'incremento subito dal parametro T quando viene applicato il geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP all'interfaccia, rispetto alla configurazione di riferimento non rinforzata.

In Tabella 3.4 si osserva come l'effetto rinforzo esibito dal geocomposito nel caso di conglomerati bituminosi modificati sia decisamente superiore (incremento del 183,1%) rispetto a quello osservato nei conglomerati tradizionali (incrementi del 99,7%), a conferma delle migliori prestazioni ottenute anche in termini di resistenza a taglio all'interfaccia.

4 Geocompositi per applicazioni SAMI

Nel presente capitolo sono state effettuate indagini a taglio e a flessione (prove statiche) su sistemi rinforzati con geocompositi realizzati accoppiando membrane bituminose elastomeriche con tessuti in poliestere o fibra di vetro.

Tali materiali dovrebbero essere caratterizzati da prestazioni inferiori, soprattutto dal punto di vista flessionale, rispetto al geocomposito ottimizzato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP, ma potrebbero risultare convenientemente applicabili da un punto di vista economico in situazioni dove il contributo flessionale richiesto non risulti preponderante rispetto alle funzioni SAMI ed impermeabilizzanti.

4.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE

4.1.1 Conglomerato bituminoso

Considerata la rilevante quantità di materiale necessaria per la preparazione dei provini, il prelievo del conglomerato bituminoso impiegato per il confezionamento delle piastre bistrato è stato effettuato direttamente presso l'impianto di produzione, allo scopo di garantire l'omogeneità della miscela. Entrambi gli strati sono stati realizzati impiegando lo stesso conglomerato bituminoso, confezionato con bitume tradizionale.

Sul materiale prelevato sono state eseguite due estrazioni di legante per valutarne le caratteristiche granulometriche e il contenuto di bitume. I risultati medi ottenuti sono riportati in Tabella 4.1 e Figura 4.1.

Setacci [mm]	Passante [%]
12	100
10	97,4
8	91,7
4	45,2
2	24,9
0,5	9,5
0,25	6,5
0,063	3,9
Bitume riferito all'aggregato [%]	6,3
Bitume riferito alla miscela [%]	5,9

Tabella 4.1 – Tabella riassuntiva estrazioni conglomerato bituminoso



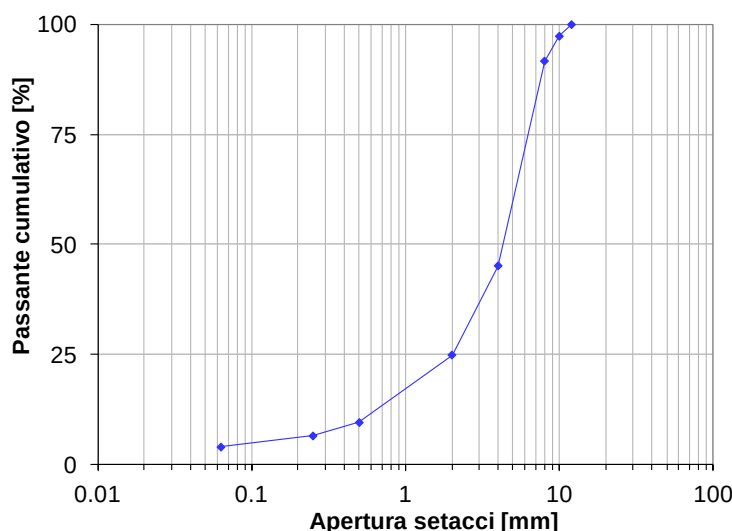


Figura 4.1 – Curva granulometrica del conglomerato bituminoso

Dall'analisi svolta è emersa una dimensione massima degli aggregati pari a 10 mm e una percentuale media di bitume tradizionale pari al 5,9% rispetto al peso della miscela.

4.1.2 Geocompositi

In questa fase della sperimentazione sono stati studiati tre diversi geocompositi, ciascuno dei quali costituito da due geomembrane con miscela a base di polimeri SBS, da un geotessuto posto all'interfaccia tra le due geomembrane, da una pellicola autotermodadesiva sul lato inferiore del geocomposito e da un trattamento protettivo in sabbia fine sul lato superiore.

Sistemi di questo tipo possono essere assimilati alle cosiddette SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer) che hanno la funzione di ritardare l'insorgere delle fessurazioni di riflessione oltre a quella di impermeabilizzare gli strati inferiori della pavimentazione. Nel caso in esame, l'impiego di un geotessuto all'interfaccia tra le due geomembrane garantisce un ulteriore vantaggio consistente nella funzione di rinforzo, seppur limitata, svolta dal geotessuto stesso.

I tre geocompositi analizzati in questa fase differiscono per la tipologia di geotessuto applicato all'interfaccia di seguiti elencati:

- non tessuto di tipo "A" in poliestere rinforzato – SAMI "A" (Figura 4.2);
- non tessuto di tipo "B" in poliestere rinforzato – SAMI "B" (Figura 4.3);
- velo di vetro rinforzato – SAMI "V" (Figura 4.4).

I geotessuti "A" e "B" differiscono in termini di caratteristiche meccaniche fornite; in particolare il materiale di tipo "A" ha un modulo inferiore rispetto a "B".



Figura 4.2 – Sistema geocomposito SAMI “A”



Figura 4.3 – Sistema geocomposito SAMI “B”



Figura 4.4 – Sistema geocomposito SAMI “V”

4.1.3 Programma sperimentale

L'indagine sperimentale è stata pianificata con l'intento di valutare le possibilità di impiego come SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer) di differenti tipologie di geocompositi. Tali materiali pur non fornendo prestazioni ottimali dal punto di vista flessionale potrebbero risultare convenientemente applicabili in situazioni in cui il contributo flessionale richiesto non risulti preponderante rispetto alle funzioni di SAMI e di impermeabilizzazione.

Il programma sperimentale (Tabella 4.2) ha previsto il confronto tra 4 configurazioni all'interfaccia:

- interfaccia senza geocomposito (RIF.2), considerata come riferimento;
- applicazione della SAMI “A” (SAMI-A);
- applicazione della SAMI “B” (SAMI-B);
- applicazione della SAMI “V” (SAMI-V).

Il confronto tra i diversi materiali è avvenuto sia in termini di prestazioni a taglio dell'interfaccia che in termini di comportamento a flessione.

Nel primo caso è stata indagata l'influenza della presenza del sistema geocomposito sul grado di collegamento tra i due strati di conglomerato bituminoso, mentre nel secondo caso è stata valutata l'eventuale funzione di rinforzo espressa dal diverso tipo di geotessuto.

Sono, quindi, state eseguite prove di taglio diretto ASTRA (Ancona Shear Testing Research and Analysis) su provini cilindrici, e prove statiche di flessione su 3 punti (3PB) su travetti prismatici, entrambi ottenuti da piastre bistrato in conglomerato bituminoso confezionate in laboratorio (§1.1). Tutte le piastre realizzate in questa fase, sono composte da uno strato inferiore avente spessore di 30 mm e da uno strato superiore avente spessore di 45 mm, entrambi caratterizzati da una percentuale di vuoti residui pari a circa 7,5%.

Prima di essere sottoposti alle indagini sperimentali, tutti i provini sono stati condizionati per 24 ore in camera climatica alla temperatura di prova, pari a 20 °C. Nel caso delle prove ASTRA, sono state eseguite 5 ripetizioni (Tabella 4.2) per ciascuno sforzo normale applicato (0,0; 0,2 e 0,4 MPa) e per ciascuna configurazione all'interfaccia, mentre nel caso di prove di flessione sono state effettuate 6 ripetizioni per ogni configurazione studiata (Tabella 4.2).

Configurazione interfaccia	Codifica interfaccia	Prova ASTRA (T=20°C)			Prova 3PB (T=20°C)
		n. ripetizioni			n. ripetizioni
		$\sigma=0.0$ MPa	$\sigma=0.2$ MPa	$\sigma=0.4$ MPa	v=50,8mm/min
Interfaccia senza geocomposito	RIF.2	5	5	5	6
SAMI rinforzata con non tessuto "A"	SAMI-A	5	5	5	6
SAMI rinforzata con non tessuto "B"	SAMI-B	5	5	5	6
SAMI rinforzata con velo di vetro "V"	SAMI-V	5	5	5	6

Tabella 4.2 – Programma sperimentale

4.2 ANALISI DEI RISULTATI

4.2.1 Prova ASTRA

L'elaborazione dei dati sperimentali ha permesso di ricavare gli inviluppi di picco e di attrito residuo delle differenti configurazioni analizzate. Le curve ottenute sono mostrate in Figura 4.5 ed i valori dei corrispondenti parametri fondamentali sono riportati in Tabella 4.3.



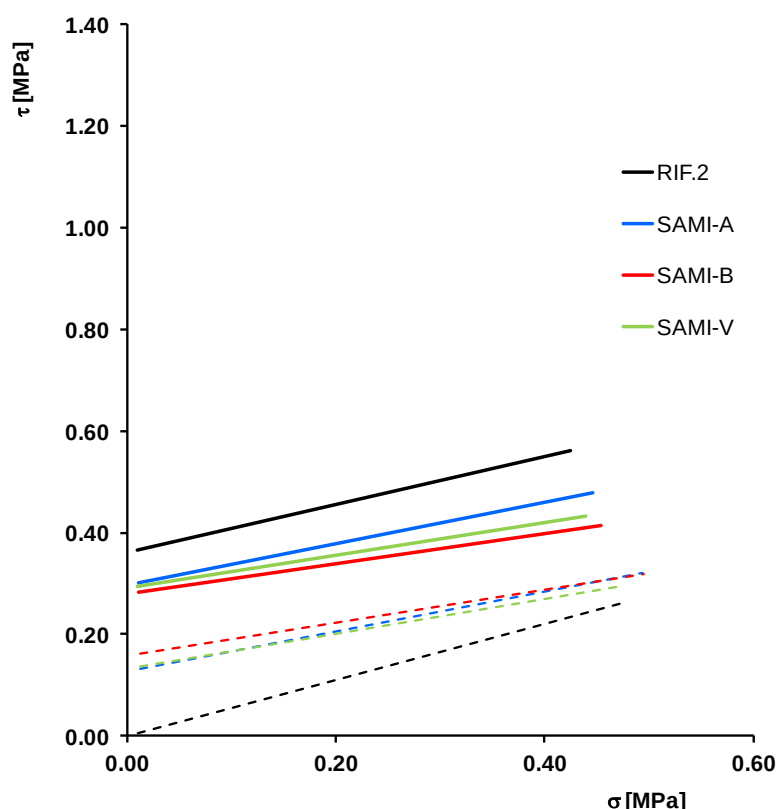


Figura 4.5 – Involuppi di picco e di attrito residuo relativi alle prove ASTRA

Configurazione interfaccia	$\tau_{peak} = c_0 + \sigma \operatorname{tg} \phi_{peak}$		$\tau_{res} = c_{res} + \sigma \operatorname{tg} \phi_{res}$	
	c_0 [MPa]	ϕ_{peak} [°]	c_{res} [MPa]	ϕ_{res} [°]
RIF.2	0,36	25	-	29
SAMI-A	0,30	22	0,13	21
SAMI-B	0,28	17	0,16	18
SAMI-V	0,29	18	0,13	19

Tabella 4.3 – Parametri fondamentali degli involuppi di picco e di attrito residuo

Come già riscontrato e dibattuto nell'analisi dei risultati delle prove di taglio ASTRA eseguite nelle fasi precedenti (§2.2.1 e §3.2.1), la Figura 4.5 e la Tabella 4.3 mostrano come l'interposizione di un sistema geocomposito all'interfaccia fra due strati di conglomerato bituminoso comporti un decremento delle prestazioni a taglio del bistrato accompagnato da una riduzione dell'angolo di attrito di picco ϕ_{peak} . In particolare, è possibile osservare come il sistema SAMI-A garantisca un maggiore grado di collegamento all'interfaccia rispetto agli altri due geocompositi mentre la SAMI-B fornisca il maggiore grado di separazione tra i due strati in conglomerato bituminoso.

Gli effetti di tali risultati sulle diverse possibilità di impiego, in ambito stradale, dei materiali studiati saranno meglio dibattuti nel seguito (§4.2.3) poiché devono essere interpretati anche alla luce di quanto riscontrato nelle prove di flessione su 3 punti.

Per quanto riguarda le condizioni residue, è interessante osservare come anche nel caso di sistemi assimilabili a SAMI, così come osservato per i geocompositi (§2.2.1 e §3.2.1), sia possibile riscontrare la presenza di una coesione c_{res} in condizioni residue che rispecchia le caratteristiche proprie della SAMI applicata all'interfaccia.

Nel caso in esame, si osserva come la SAMI-A e la SAMI-V forniscano valori praticamente identici (Tabella 4.3) e quindi prestazioni in condizioni residue analoghe, contrariamente alla SAMI-B che garantisce una resistenza residua leggermente superiore rispetto agli altri due sistemi geocompositi, grazie alle caratteristiche intrinseche del sistema stesso (§2.2.1). Tali caratteristiche influenzano anche gli angoli di attrito residuo ϕ_{res} che non dipendono dalle proprietà dei due conglomerati bituminosi a contatto ma dal sistema all'interfaccia considerato (§2.2.1).

4.2.2 Prova 3PB

Tutti i risultati ottenuti dalle prove 3PB sono sintetizzati in Figura 4.6, in cui ogni curva traduce il comportamento medio di una configurazione all'interfaccia, ricavato a partire da 6 ripetizioni. In Tabella 4.4 sono, inoltre, riportati i valori dei parametri fondamentali ottenuti da tali curve, quali le proprietà di resistenza all'innescio della fessura (P_{max} , D) e di propagazione del danno (T).

Anche in questo caso, i risultati ottenuti per i sistemi assimilabili a SAMI sono analoghi a quelli già evidenziati nello studio dei geocompositi (§3.2.2). Rispetto alla configurazione di riferimento RIF.2, i sistemi SAMI sono infatti caratterizzati da una resistenza flessionale tendenzialmente minore riconducibile al valore di P_{max} ma, contestualmente, da valori di energia dissipata per l'inizio della fessurazione D e per la propagazione delle fessure fino al collasso T decisamente superiori. Il carico di picco P_{max} viene, inoltre, raggiunto in corrispondenza di valori di spostamento δ leggermente superiori rispetto al valore ottenuto per la condizione RIF.2.

In tal senso, quanto evidenziato al §3.2.2 relativamente al prodotto Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP può essere considerato valido anche per i sistemi geocompositi studiati in questa fase. In particolare, il comportamento prefessurativo risulta verosimilmente funzione del maggior *debonding* causato all'interfaccia dall'interposizione del sistema geocomposito mentre il comportamento post-fessurativo dei sistemi SAMI si traduce in una migliore capacità di inibizione della propagazione delle fessure, riconducibile al fatto che il rinforzo all'interno del geosintetico è capace di assorbire parte del carico flessionale applicato grazie alle sue proprietà a trazione.



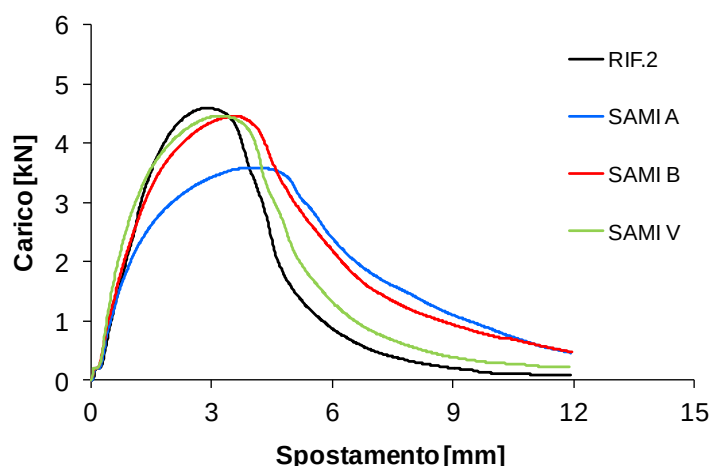


Figura 4.6 – Sintesi risultati sperimentali prova 3PB

Configurazione interfaccia	P_{max} [kN]	δ [mm]	D [N×m]	T [N×m]	Incremento di T rispetto a riferim. [%]
RIF.2	4,60	2,94	8,67	18,51	-
SAMI-A	3,60	4,15	10,90	23,88	29,0
SAMI-B	4,46	3,53	10,83	25,53	37,9
SAMI-V	4,47	3,12	9,73	21,47	16,0
EM.00 (Riferimento - Rapporto Finale 2011)	5,40	1,99	6,15	13,40	-
00.R7 (Autotene - Rapporto Finale 2011)	5,13	2,39	7,97	26,76	99,7

Tabella 4.4 – Parametri fondamentali relativi ai risultati della prova 3PB

I risultati ottenuti in questa fase della sperimentazione possono essere ragionevolmente messi a confronto con quelli ottenuti nel §8.3 del Rapporto Finale 2011, relativi al geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (v. Tabella 4.4).

In entrambi i casi, infatti, i provini bistrato testati hanno altezza pari a 30+45 mm e sono stati confezionati utilizzando due conglomerati bituminosi tradizionali aventi ambedue dimensione massima degli aggregati pari a 10 mm e contenuto di bitume pari a 5,9% e 5,7%, rispettivamente.

Dal confronto riportato in Tabella 4.4 emerge come, rispetto alla propria configurazione di riferimento (RIF.2), i sistemi SAMI studiati presentino un incremento del parametro T, legato alla resistenza alla propagazione del danno, decisamente inferiore all'incremento fornito dal geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (00.R7) rispetto alla corrispondente configurazione di riferimento (EM.00).

In Tabella 4.4 è, infatti, possibile osservare come l'effetto di rinforzo esibito dal geocomposito Autotene sia decisamente superiore (incremento del 99,7%) rispetto a quello dovuto ai sistemi tipo SAMI (incrementi tra il 16 e il 38%).

Tale risultato è riconducibile al fatto che nel geocomposito Autotene è presente una griglia in fibra di vetro che risulta molto più rigida del non tessuto contenuto nelle SAMI, conferendo migliori caratteristiche di rinforzo al sistema studiato.

4.2.3 Possibilità di impiego dei materiali studiati

Sulla base dei risultati ottenuti sia in termini di resistenza a taglio dell'interfaccia che di flessione su 3 punti è possibile evidenziare come i sistemi geocompositi studiati possano avere delle applicazioni differenti in campo stradale.

In particolare, nel caso in cui ci fosse l'esigenza di realizzare delle vere e proprie SAMI aventi la funzione di impedire la propagazione delle fessure dagli strati inferiori a quelli più superficiali della pavimentazione (*anti-reflective cracking*), il sistema geocomposito ottimale sembra essere rappresentato dalla SAMI-B. Tale materiale, infatti, coniuga un maggior grado di *de-bonding* all'interfaccia (figura 4.5) con migliori prestazioni in termini di rinforzo rispetto agli altri sistemi tipo SAMI studiati.

Un minor collegamento tra gli strati della pavimentazione permette, infatti, di mitigare il fenomeno di propagazione delle fessure. Inoltre, l'incremento del parametro T (legato alla resistenza alla propagazione del danno) di circa il 38% rispetto alla configurazione di riferimento (ultima colonna di Tabella 4.4) offre l'ulteriore vantaggio di garantire un rinforzo per la pavimentazione. In tal senso, il sistema geocomposito SAMI-B studiato può essere vantaggiosamente impiegato negli strati legati più profondi della pavimentazione (al di sotto dello strato di binder). Peraltro, il risultato ottenuto è in pieno accordo con le caratteristiche dei geotessuti impiegati per i prodotti denominati SAMI-A e SAMI-B che pur essendo realizzati con lo stesso materiale (poliestere rinforzato) prevedono per il prodotto B un modulo maggiore.

Per contro, il sistema SAMI-A sembra garantire le migliori prestazioni nel caso in cui si rendesse necessario l'impiego di un materiale che abbia come funzione principale quella di impermeabilizzare gli strati sottostanti. In tale circostanza è, infatti, indispensabile avere un idoneo grado di collegamento tra i due strati legati in maniera tale che non si verifichino dei fenomeni di slittamento reciproco. In tal senso, la SAMI-A, che fornisce una resistenza a taglio all'interfaccia lievemente superiore rispetto agli altri sistemi SAMI studiati (figura 4.5), sembra rispondere alle esigenze del caso, tanto più che possiede anche delle proprietà di rinforzo non trascurabili (incremento del 29% del parametro T – ultima colonna di Tabella 4.4).

Grazie alle precedenti considerazioni, la SAMI-A è stata scelta come materiale da investigare più approfonditamente nella fase successiva della presente sperimentazione, volta all'individuazione di un materiale in grado di fungere da strato impermeabilizzante, da porre al di sotto di strati superficiali drenanti in luogo della tradizionale impermeabilizzazione realizzata con emulsione bituminosa oppure con bitume a caldo.



5 Geocompositi per pavimentazioni drenanti

Sulla base dei risultati sperimentali conseguiti sui geocompositi per applicazioni SAMI (v. §4) è stata indagata anche la possibilità di applicare un geocomposito direttamente al di sotto di strati drenanti. L'obiettivo è di valutarne le prestazioni in termini di impermeabilizzazione degli strati sottostanti in alternativa alla tradizionale applicazione di emulsione bituminosa o bitume a caldo, valutando al contempo la possibilità di fornire un contributo rinforzante. In tal senso, si è ritenuto opportuno verificare come la presenza del geocomposito influenzi le prestazioni a taglio dell'interfaccia, in particolare modo nel caso di prolungato contatto con acqua così come prevedibile nel caso di superfici drenanti.

5.1 MATERIALI E PROGRAMMA SPERIMENTALE

5.1.1 Conglomerato bituminoso

Le piastre bistrato sono state confezionate impiegando, per lo strato inferiore, un conglomerato bituminoso per strati di binder e, per lo strato superiore, un conglomerato bituminoso per tappeti di usura drenanti.

Considerata la rilevante quantità di materiale necessaria per la preparazione dei provini, il prelievo dei conglomerati bituminosi è stato effettuato direttamente presso l'impianto di produzione anche al fine di garantire l'omogeneità delle miscele.

Setacci [mm]	Binder Passante [%]	Drenante Passante [%]
25	100,0	100,0
20	81,0	100,0
16	65,1	96,5
12	55,6	75,3
10	43,3	43,0
8	35,4	29,0
6,3	27,0	22,4
4	23,4	14,7
2	18,9	12,3
1	14,0	9,9
0,5	9,5	8,3
0,25	6,8	7,3
0,125	5,3	6,0
0,063	4,1	4,5
Bitume riferito all'aggregato [%]	3,98	4,90
Bitume riferito alla miscela [%]	3,83	4,67

Tabella 5.1 – Tabella riassuntiva estrazioni conglomerati bituminosi impiegati



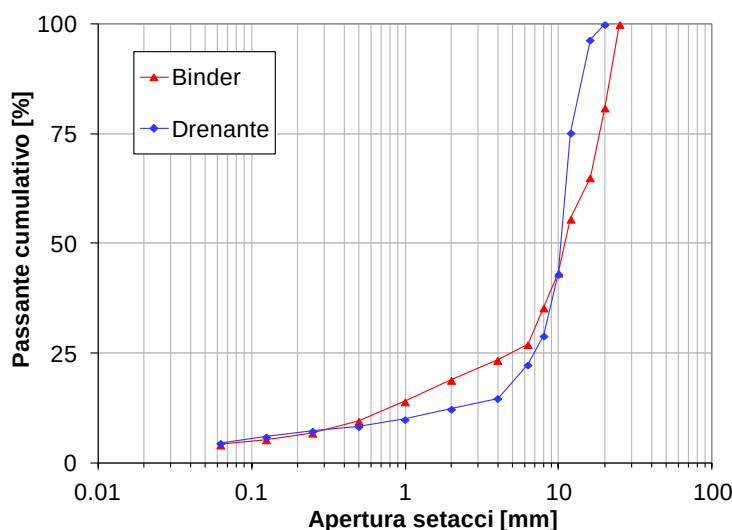


Figura 5.1 – Curve granulometriche dei conglomerati bituminosi impiegati

Su ciascun conglomerato sono state eseguite due estrazioni di legante per valutarne le caratteristiche granulometriche e il contenuto di bitume. I risultati medi ottenuti sono riportati in Tabella 5.1 e in Figura 5.1.

La miscela per strati di binder risulta caratterizzata da una dimensione massima degli aggregati pari a 20 mm e da una percentuale media di bitume modificato pari al 3,8% rispetto al peso della miscela. Per il conglomerato bituminoso drenante la dimensione massima degli aggregati è pari a 16 mm, mentre la percentuale media di bitume modificato con polimeri SBS risulta pari al 4,7%, rispetto al peso della miscela.

5.1.2 Geocompositi

In questa fase della sperimentazione sono stati studiati due differenti geocompositi già analizzati nelle fasi precedenti:

- Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (§3.1.2);
- SAMI “A” (§4.1.2)

Entrambi i geocompositi sono caratterizzati da una geomembrana con mescola a base di polimeri SBS, da un geosintetico annegato nella geomembrana, da una pellicola autotermodadesiva sul lato inferiore del geocomposito e da un trattamento protettivo in sabbia fine sul lato superiore.

Essi si differenziano per la tipologia di geosintetico di rinforzo inserito tra le due geomembrane: il prodotto Autotene (v. Figura 3.2) contiene una rete in fibra di vetro avente dimensioni $12,5 \times 12,5 \text{ mm}^2$, mentre la SAMI “A” (v. Figura 4.2) include al suo interno un non tessuto in poliestere rinforzato.

5.1.3 Bitume modificato

Oltre ai due geocompositi è stata studiata anche una terza tipologia di interfaccia caratterizzata dall'applicazione di un bitume modificato in ragione di $0,6 \text{ kg/m}^2$, avente la funzione di impermeabilizzante, così come prescritto nei capitolati speciali d'appalto in merito alla realizzazione di strati di usura drenante.

Il bitume impiegato è modificato con polimeri SBS ed è classificato, in accordo con la norma UNI EN 14023, come PMB 45/80-70.

5.1.4 Programma sperimentale

L'indagine sperimentale di questa fase è stata pianificata con l'intento di valutare le possibilità di impiego di differenti tipologie di geocompositi come strati impermeabilizzanti da applicare al di sotto di strati superficiali drenanti, in luogo della tradizionale impermeabilizzazione realizzata con emulsione bituminosa oppure con bitume a caldo.

Il programma sperimentale (Tabella 5.2) ha previsto il confronto tra 3 configurazioni all'interfaccia:

- applicazione di bitume modificato con SBS in ragione di $0,6 \text{ kg/m}^2$ (RIF.3), considerato come interfaccia di riferimento;
- applicazione del geocomposito denominato Autotene asfaltico antipumping HE/TVP (AUTOTENE), ottimizzato nello studio riportato nel Rapporto Finale 2011 e ulteriormente investigato nel Capitolo 2 e nel Capitolo 3 del presente studio;
- applicazione di una SAMI contenente un non tessuto in poliestere rinforzato (SAMI-A).

Le diverse configurazioni sono state investigate andando ad indagare come la presenza del geocomposito possa influenzare le prestazioni a taglio all'interfaccia. Pertanto, lo studio è stato basato sul confronto dei risultati ottenuti da prove di taglio ASTRA (Ancona Shear Testing Research and Analysis) eseguite su provini cilindrici bistrato.

Ai fini di un confronto più completo possibile, è stato deciso di simulare la possibilità di un contatto prolungato con acqua, così come si prevede possa accadere nel caso in cui si considerino strati di usura drenanti. In tal senso, sono state considerate due differenti condizioni ambientali che possono verificarsi in sito:

- condizioni asciutte che hanno previsto 14 giorni di stagionatura all'aria, a temperatura ambiente;
- condizioni bagnate che hanno previsto 14 giorni di stagionatura in acqua, ad una temperatura di 20°C .

Trascorsi i 14 giorni di maturazione (all'aria o in acqua), tutti i provini sono stati condizionati per 24 ore in camera climatica alla temperatura di prova (20°C) prima di essere sottoposti alle prove di taglio diretto ASTRA, che sono state eseguite considerando 3 ripetizioni (Tabella 5.2) per ciascuno sforzo normale applicato (0,0; 0,2 e $0,4 \text{ MPa}$).



Configurazione interfaccia	Codifica interfaccia	Numero ripetizioni prova ASTRA (T=20°C)					
		Condizioni asciutte			Condizioni bagnate		
		$\sigma=0.0$ MPa	$\sigma=0.2$ MPa	$\sigma=0.4$ MPa	$\sigma=0.0$ MPa	$\sigma=0.2$ MPa	$\sigma=0.4$ MPa
Bitume modificato	RIF.3	3	3	3	3	3	3
Geocomposito Autotene asfaltico	AUTOTENE	3	3	3	3	3	3
SAMI rinforzata con non tessuto	SAMI-A	3	3	3	3	3	3

Tabella 5.2 – Programma sperimentale

I provini cilindrici da sottoporre alle prove di taglio ASTRA sono stati ottenuti dal carotaggio di piastre bistrato aventi dimensioni pari a 305×305 mm², confezionate in laboratorio mediante Roller Compactor, secondo la procedura descritta al §1.1.

Ciascuna piastra è caratterizzata da uno strato inferiore (binder) avente spessore pari a 40 mm e percentuale di vuoti residui pari a circa 8% e da uno strato superiore (usura drenante) avente spessore pari a 40 mm e percentuale di vuoti residui pari a circa 21%.

L'applicazione dei due geocompositi all'interfaccia è avvenuta posizionando la pellicola autotermodadesiva della geomembrana direttamente sopra lo strato di binder mentre il bitume modificato è stato applicato manualmente con l'ausilio di un pennello, cercando di distribuire il più uniformemente possibile il legante fino al raggiungimento del dosaggio richiesto (0,6 kg/m²).

5.2 ANALISI DEI RISULTATI

L'elaborazione dei dati sperimentali ha permesso di ricavare gli inviluppi di picco e di attrito residuo delle differenti configurazioni analizzate.

Le curve ottenute sono mostrate, rispettivamente, in Figura 5.2 e Figura 5.3 per le condizioni asciutte e per quelle bagnate, mentre i valori dei corrispondenti parametri fondamentali sono riportati in Tabella 5.3.

Configurazione interfaccia	Condizioni asciutte						Condizioni bagnate					
	$\tau_{peak} = c_0 + \sigma \tan \phi_{peak}$			$\tau_{res} = c_{res} + \sigma \tan \phi_{res}$			$\tau_{peak} = c_0 + \sigma \tan \phi_{peak}$			$\tau_{res} = c_{res} + \sigma \tan \phi_{res}$		
	c_0	ϕ_{peak}	R^2	c_{res}	ϕ_{res}	R^2	c_0	ϕ_{peak}	R^2	c_{res}	ϕ_{res}	R^2
	[MPa]	[°]		[MPa]	[°]		[MPa]	[°]		[MPa]	[°]	
RIF.3	0,38	37	0,88	0,07	40	0,98	0,36	35	0,88	0,06	38	0,95
SAMI-A	0,25	40	0,91	0,08	38	0,99	0,25	40	0,90	0,09	32	0,97
AUTOTENE	0,20	32	0,88	0,08	29	0,98	0,23	32	0,85	0,12	28	0,96

Tabella 5.3 – Parametri fondamentali degli inviluppi di picco e di attrito residuo



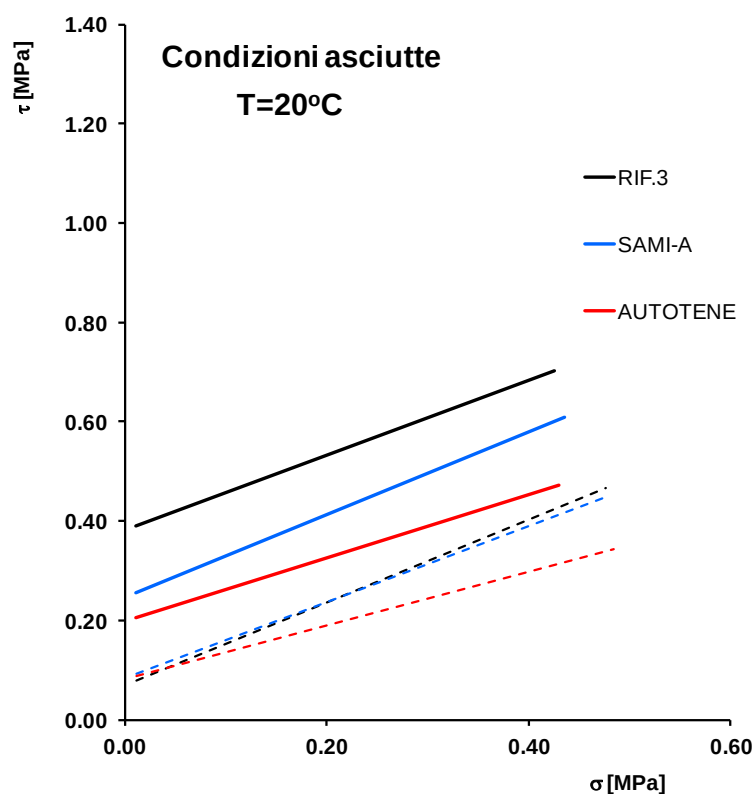


Figura 5.2 – Involuppi relativi alle prove di taglio ASTRA in condizioni asciutte

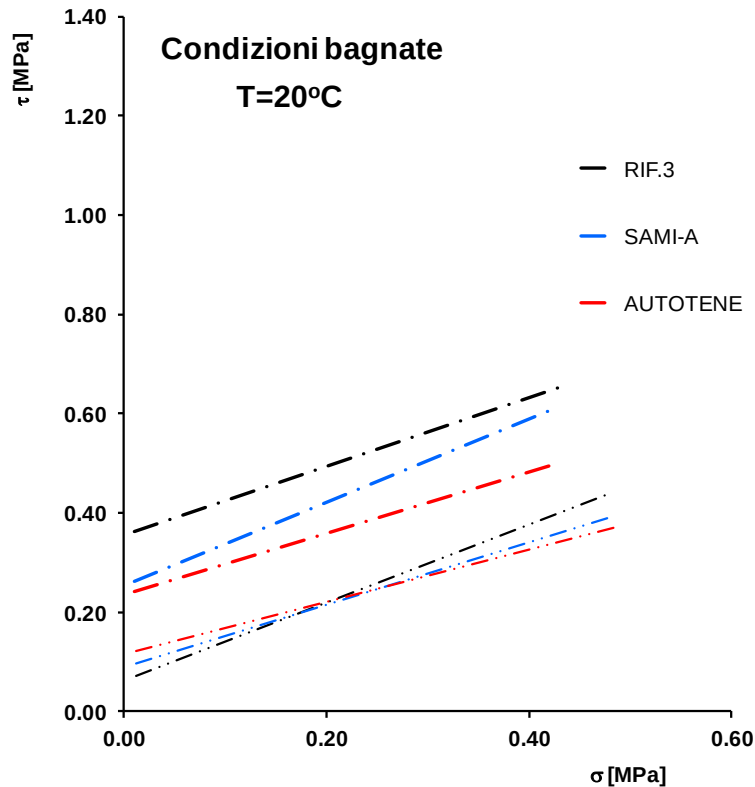


Figura 5.3 – Involuppi relativi alle prove di taglio ASTRA in condizioni bagnate

Il comportamento delle interfacce studiate in condizioni residue risulta analogo a quello osservato nelle fasi precedenti. È possibile riscontrare, infatti, la presenza di una coesione c_{res} in condizioni residue che rispecchia le caratteristiche proprie del materiale applicato all'interfaccia (§2.2.1).

In tal senso, risulta interessante osservare che anche l'impermeabilizzazione realizzata con il bitume modificato con polimeri SBS (configurazione RIF.3) fornisce un valore di coesione residua diverso da zero grazie al fatto che esso rappresenta un vero e proprio interstrato avente spessore non trascurabile e non una mano d'attacco. Per quanto riguarda gli angoli di attrito residuo ϕ_{res} si osserva, così come visto nelle fasi precedenti, che i valori ottenuti sono influenzati dalle caratteristiche intrinseche dei materiali analizzati e non dipendono dalle proprietà dei due conglomerati bituminosi a contatto.

In termini di inviluppo di picco, anche in questa fase della sperimentazione viene confermato l'effetto *de-bonding* provocato dalla presenza dei geocompositi all'interfaccia, siano essi assimilabili a SAMI oppure a geomembrane con interposte griglie in fibre di vetro. Tale comportamento rimane invariato sia in condizioni asciutte (Figura 5.2) che bagnate (Figura 5.3), mostrando un analogo comportamento delle interfacce considerate dal quale si rileva maggiore resistenza a taglio per l'interfaccia di riferimento, resistenza intermedia per l'interfaccia con SAMI-A e resistenza minore per l'interfaccia con AUTOTENE.

Risulta, pertanto, necessario fare molta attenzione all'impiego di tali materiali nel caso in cui vengano applicati all'interfaccia tra lo strato di usura e quello di binder. In tale zona, infatti, le tensioni di taglio trasmesse dai veicoli potrebbero essere troppo alte e provocare fenomeni di scorrimento relativo tra i due strati della pavimentazione, con conseguenti possibili danni sia funzionali che strutturali. In tal senso, pertanto, il prodotto SAMI-A risulta, in questo contesto, più affidabile rispetto al geocomposito AUTOTENE il quale è stato ottimizzato per fornire un rinforzo (grazie alla rete in fibra di vetro) e, soprattutto, per limitare la risalita di fessure di riflessione attraverso un'azione di "debonding controllato".

Il confronto tra le condizioni asciutte e quelle bagnate è mostrato nelle Figure 5.4, 5.5 e 5.6, rispettivamente per le configurazioni RIF.3, SAMI-A e AUTOTENE. I risultati evidenziano come non sia possibile individuare una tendenza netta comune alle tre configurazioni studiate. Nell'interfaccia di riferimento (RIF.3 – Figura 5.4) si osserva, infatti, una riduzione della resistenza a taglio in condizioni bagnate rispetto alle condizioni asciutte mentre, negli altri due casi (Figura 5.5 e Figura 5.6), questa tendenza sembrerebbe invertirsi. Le differenze tra la condizione bagnata e quella asciutta, seppur limitate, documentano una tendenza da parte dei geocompositi a non risentire in modo significativo dell'azione dell'acqua.

Tale evidenza sperimentale consente di rilevare che l'impiego dei geocompositi studiati in questa fase in luogo delle tradizionali impermeabilizzazioni (emulsione bituminosa modificata o bitume a caldo modificato), non comporta un incremento della sensibilità all'acqua dei sistemi drenanti diversamente da quanto rilevato nel caso di applicazione di bitume a caldo.



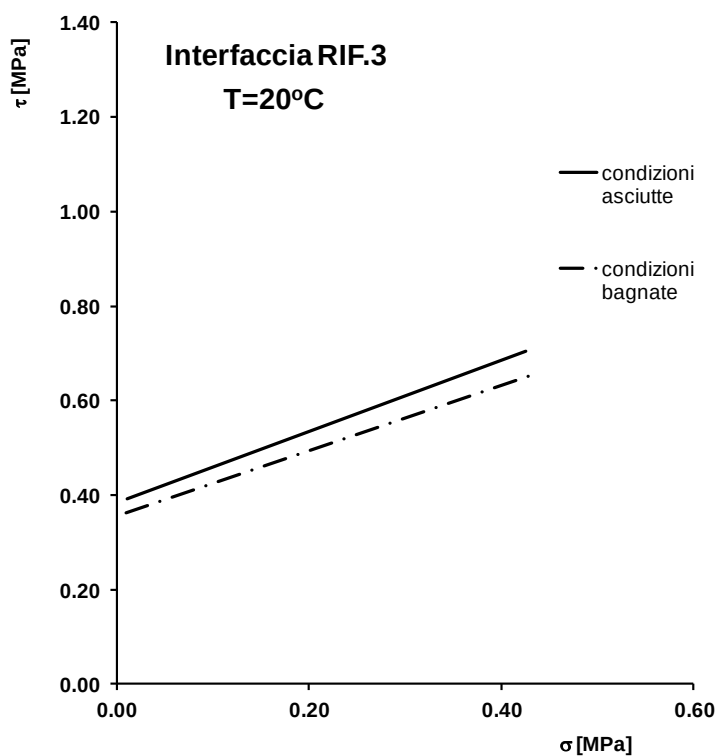


Figura 5.4 – Involuppi relativi alle prove di taglio ASTRA di RIF.3

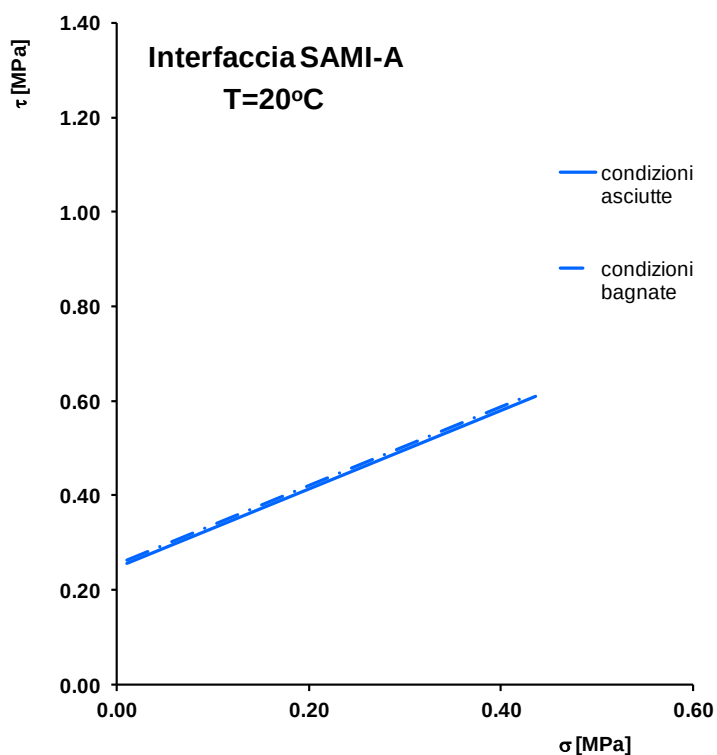


Figura 5.5 – Involuppi relativi alle prove di taglio ASTRA di SAMI-A

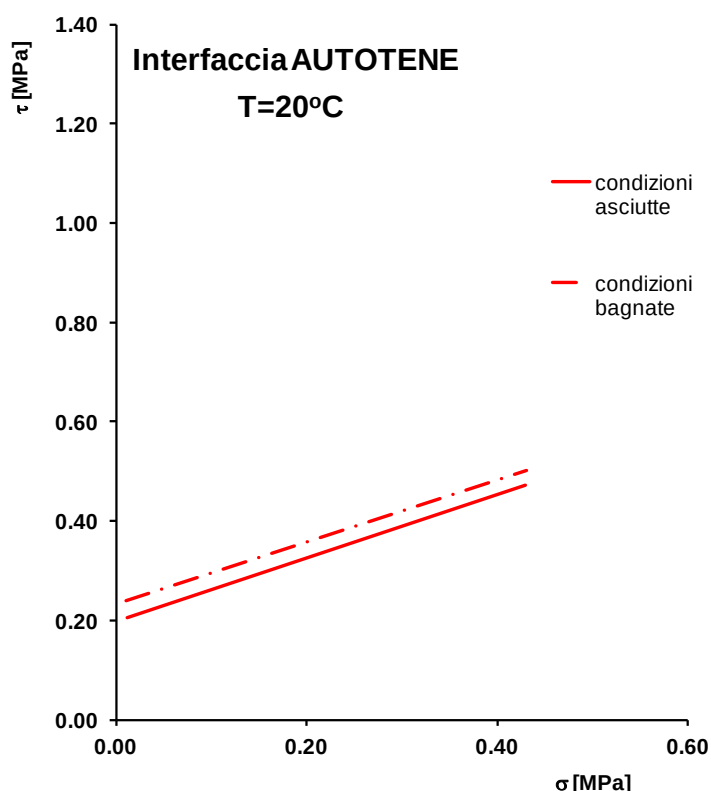


Figura 5.6 – Involuppi relativi alle prove di taglio ASTRA di AUTOTENE

Ai fini di una comprensione più esaustiva dell'aspetto legato al grado di collegamento all'interfaccia fornito dal geocomposito Autotene nei sistemi bistrato, risulta interessante confrontare i risultati ottenuti in questa fase della sperimentazione (relativi ad un bistrato costituito da binder modificato/drenante modificato) con quelli ottenuti nel §2.2.1 (relativi ad un bistrato costituito da base modificata/binder modificato).

La Figura 5.7 e la Tabella 5.4 evidenziano come, in corrispondenza di qualsiasi sforzo normale applicato, la resistenza a taglio raggiunta in questa fase dell'indagine sia decisamente inferiore a quella ottenuta nel §2.2.1. Tale differenza può essere imputata al fatto che nel caso in cui lo strato superiore sia costituito da conglomerato bituminoso drenante, l'estensione dei contatti puntuali tra il geocomposito e il conglomerato drenante è di gran lunga inferiore rispetto a quella che si produce nei conglomerati chiusi. In tale condizione, hanno luogo due fenomeni che concorrono a ridurre il grado di collegamento all'interfaccia in presenza di miscele drenanti:

- in fase di confezionamento del bistrato, punti di trasferimento del calore meno estesi comportano un minor riscaldamento del geocomposito da parte del conglomerato drenante con la conseguenza che si instaura un minor grado di adesione del geocomposito al conglomerato dello strato inferiore;
- in fase di prova, un ridotto sviluppo di contatti puntuali fa sì che la resistenza al taglio sia minore.

Questo duplice aspetto comporta, quindi, una generale riduzione delle prestazioni a taglio dei bistrati confezionati con conglomerati bituminosi drenanti rispetto a quelli con conglomerati bituminosi chiusi così come osservato sperimentalmente.

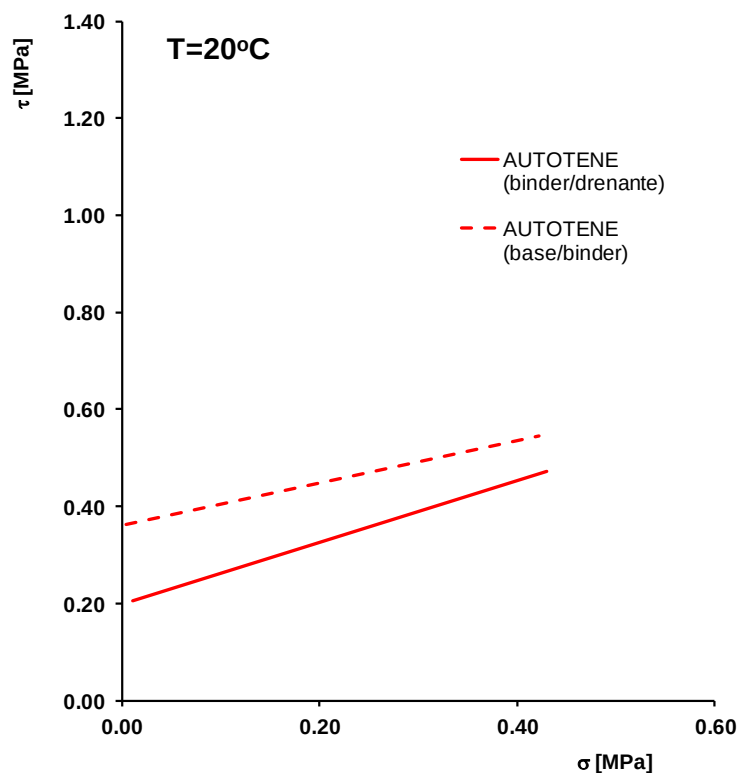


Figura 5.7 – Confronto inviluppi prove di taglio ASTRA

Configurazione interfaccia	$\tau_{\text{peak}} = c_0 + \sigma \operatorname{tg} \phi_{\text{peak}}$		$\tau_{\text{res}} = c_{\text{res}} + \sigma \operatorname{tg} \phi_{\text{res}}$	
	c_0	ϕ_{peak}	c_{res}	ϕ_{res}
	[MPa]	[°]	[MPa]	[°]
AUTOTENE (binder/drenante)	0,20	32	0,08	29
AUTOTENE (base/binder)	0,36	23	0,06	30

Tabella 5.4 – Confronto parametri fondamentali inviluppi da prova ASTRA

Parte 2 – Tronchi Pilota



6. Sperimentazione Autostrada A14

La sperimentazione in oggetto è stata sviluppata basandosi sulla realizzazione di un tronco pilota in vera grandezza, nel tratto dell'autostrada A14 compreso tra i caselli di Rimini Sud e Rimini Nord, avvalendosi della collaborazione delle società Autostrade per l'Italia e Pavimental.

L'obiettivo dello studio mira a valutare i possibili benefici derivanti dall'applicazione di geocompositi al fine di **limitare il fenomeno della fessurazione di riflessione in corrispondenza di un giunto longitudinale** determinato dall'allargamento della carreggiata autostradale.

A tale proposito è stata prevista, a titolo di confronto, l'installazione di diverse tipologie di geocompositi applicati con varie modalità di posa in opera.

6.1 CARATTERISTICHE DEL TRONCO PILOTA

A seguito di colloqui intercorsi con la società Autostrade per l'Italia, ente concessionaria dell'autostrada A14, è stato individuato come sito idoneo alla sperimentazione, un tratto di 280 metri in prossimità del km 122 in direzione Nord (Figura 6.1), compreso tra i caselli di Rimini Sud e Rimini Nord.

Tale intervento è stato coordinato con la società Pavimental affidataria dei lavori, in corso di esecuzione, relativi alla realizzazione della terza corsia nel tratto interessato dalla sperimentazione.



Figura 6.1

6.1.1 Descrizione dell'intervento

Il tronco pilota in esame, è situato in corrispondenza del giunto longitudinale conseguente all'allargamento della carreggiata per la realizzazione della terza corsia di marcia. La particolare configurazione del giunto di costruzione, la stessa dei differenti geocompositi ed il prelievo dei carotaggi, hanno rispettato una precisa sequenza operativa, articolata nelle seguenti fasi:

- realizzazione della nuova pavimentazione in affiancamento a quella esistente (Figura 6.2);
- fresatura della vecchia pavimentazione fino al raggiungimento dello strato di base, per una larghezza di 50 cm (Figura 6.3);
- applicazione della mano d'attacco (primer bituminoso), nei tratti dove previsto, sia sulla superficie fresata della pavimentazione esistente che sulla superficie del nuovo strato in conglomerato bituminoso (Figura 6.4);
- applicazione del geocomposito (Figura 6.5);
- stesa dello strato di binder in conglomerato bituminoso (Figura 6.6);
- prelievo di tre carote per ogni zona di interesse, caratterizzata ognuna, da una diversa configurazione all'interfaccia (Figura 6.7).

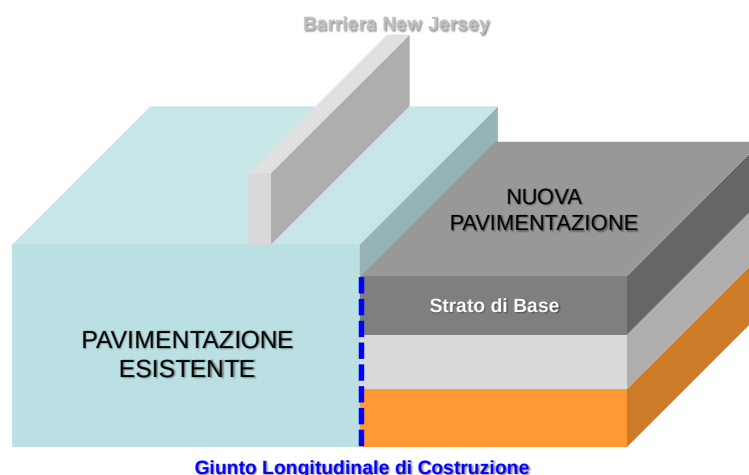


Figura 6.2

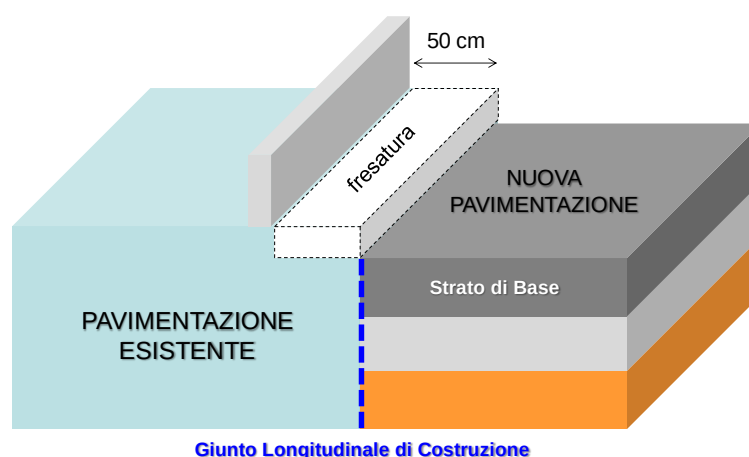


Figura 6.3

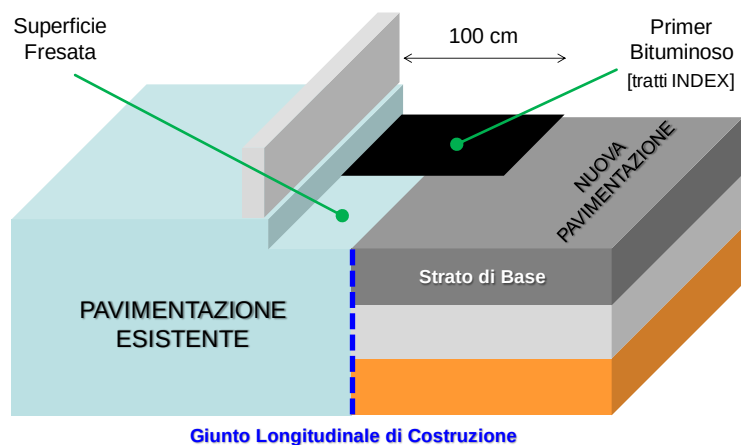


Figura 6.4

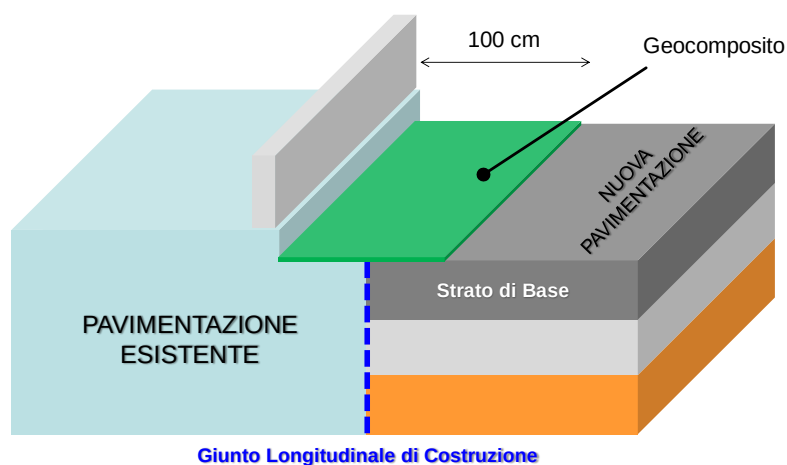


Figura 6.5

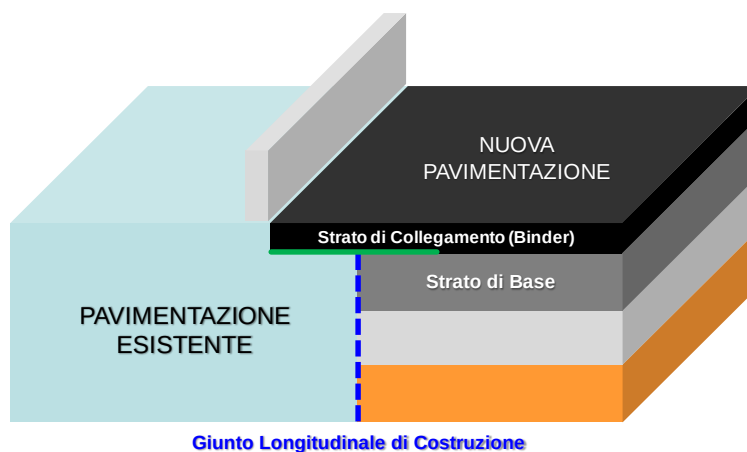


Figura 6.6

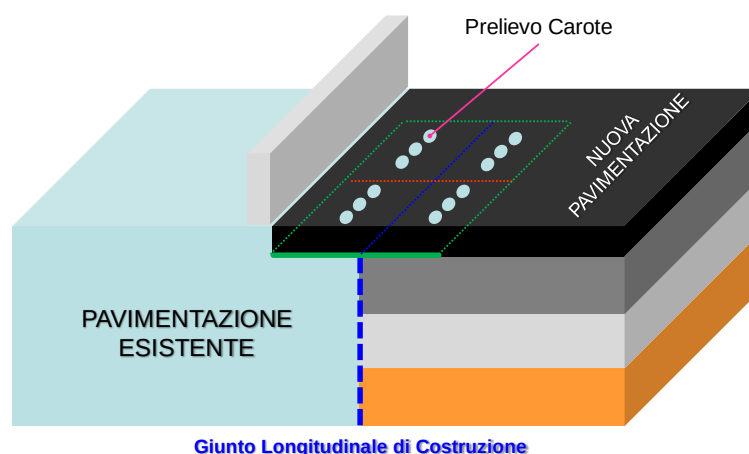


Figura 6.7

A cavallo del giunto longitudinale sono stati posti in opera secondo lo schema riportato in Figura 6.8 diversi tipi di geocompositi, con e senza l'applicazione preliminare del primer bituminoso, al fine di poter valutare il comportamento di tutte le possibili combinazioni

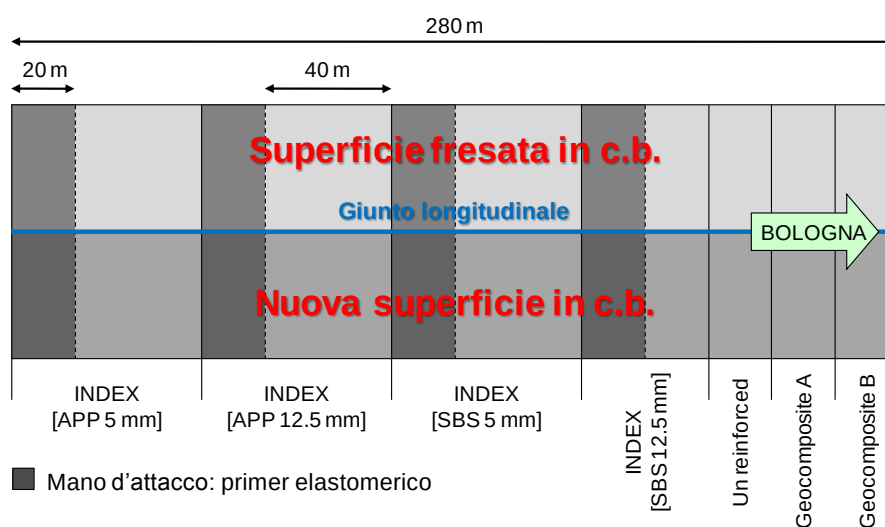


Figura 6.8

Complessivamente sono state applicate, in varie modalità, 6 tipologie di rinforzo per un totale di 11 sezioni distinte di seguito elencate:

- Sezione 1: Geocomposito APP_5.0 con primer, (L = 20 m);
- Sezione 2: Geocomposito APP_5.0 senza primer, (L = 40 m);
- Sezione 3: Geocomposito APP_12.5 con primer, (L = 20 m);
- Sezione 4: Geocomposito APP_12.5 senza primer, (L = 40 m);

- Sezione 5: Geocomposito SBS_5.0 con primer, (L = 20 m);
- Sezione 6: Geocomposito SBS_5.0 senza primer, (L = 40 m);
- Sezione 7: Geocomposito SBS_12.5 con primer, (L = 20 m);
- Sezione 8: Geocomposito SBS_12.5 senza primer, (L = 40 m);
- Sezione 9: senza geocomposito UN, senza primer, (L = 20 m);
- Sezione 10: Geocomposito A senza primer, (L = 20 m);
- Sezione 11: Geocomposito B senza primer, (L = 20 m).

6.1.2 Fasi esecutive

Nel seguito vengono illustrate nel dettaglio le fasi esecutive che hanno caratterizzato la realizzazione del tronco pilota. Tenuto conto che i geocompositi sono stati applicati tra lo strato di base e lo strato di collegamento (binder), viene fornita una descrizione delle attività di cantiere relative alle corrispondenti lavorazioni, svoltesi nel mese di agosto 2012.

Preliminarmente è stata eseguita la stesa del nuovo strato di base (Figura 6.9) fino al raggiungimento della quota della pavimentazione esistente adiacente (Figura 6.10).

In particolare, in Figura 6.10 è possibile rilevare l'aspetto del giunto longitudinale creatosi tra il nuovo strato di base (più scuro) ed il vecchio strato (più chiaro), caratterizzato dalla fresatura della pavimentazione esistente. Al di sopra di tale giunto sono stati applicati, con le modalità descritte nel precedente paragrafo per ciascuna sezione, i diversi geocompositi previsti nella sperimentazione in oggetto.



Figura 6.9



Figura 6.10

Una volta ultimata la stesa del nuovo strato di base, sono stati posati sul giunto longitudinale i geocompositi oggetto di studio forniti in rotoli di larghezza pari a 100 cm in modo da poter essere applicati per 50 cm al di sopra della pavimentazione fresata e per 50 cm al di sopra del nuovo conglomerato di base. Prima della stesa dei rinforzi, è stata effettuata una accurata pulizia del piano di posa (Figura 6.11), al fine di garantire un'adesione ottimale del geocomposito. Il raggiungimento di un adeguato livello di adesione tra il rinforzo e gli strati all'interfaccia rappresenta, infatti, un presupposto di fondamentale importanza affinché il geocomposito possa contribuire all'assorbimento delle tensioni indotte dal traffico veicolare e dalle variazioni termiche.



Figura 6.11

Al termine della pulizia della superficie di posa si è provveduto, ove previsto, all'applicazione di una mano d'attacco (primer) rappresentata da un'emulsione bituminosa specificatamente formulata dall'azienda INDEX (Figura 6.12).



Figura 6.12

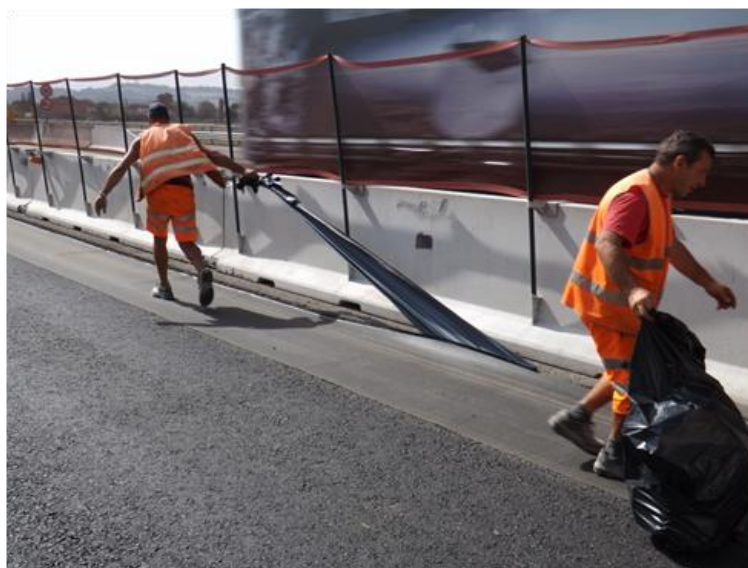


Figura 6.13

L'applicazione del rinforzo INDEX, fornito in rotoli, sulla superficie stradale (con e senza primer) ha richiesto la rimozione della pellicola a protezione di un trattamento auto-adesivo realizzato sul lato inferiore del geocomposito (Figura 6.13).

L'adesione del rinforzo con lo strato sovrastante viene garantita dalla parziale fusione della matrice bituminosa del geocomposito, causata dalla stesa a caldo del conglomerato bituminoso.

Ultimate le operazioni di posa in opera del geocomposito (Figura 6.14), si è proceduto alla stesa e compattazione dello strato di binder (Figura 6.15).

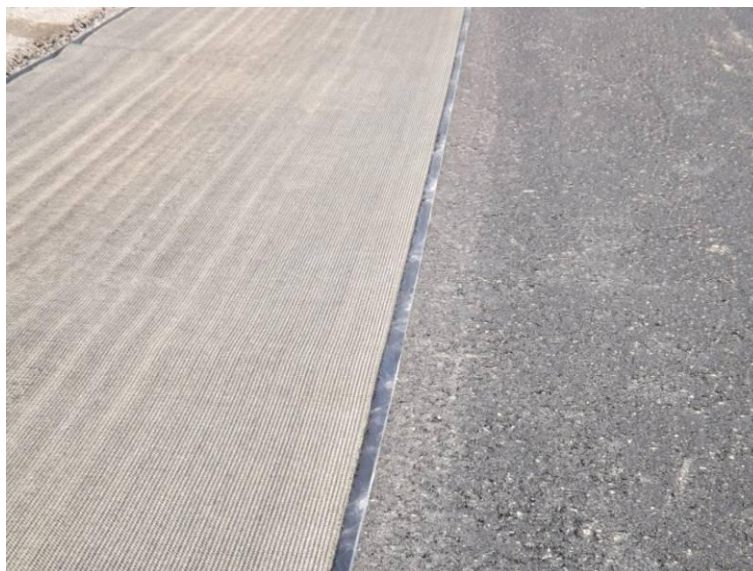


Figura 6.14



Figura 6.15

6.1.3 Prelievi

Contestualmente alla stesa degli strati di base e di binder in conglomerato bituminoso, sono stati effettuati dei prelievi necessari per la caratterizzazione delle miscele e l'esecuzione del programma sperimentale di laboratorio (Figura 6.16-sx), i cui risultati sono stati illustrati nella Parte I del presente Rapporto Finale.



Figura 6.15

Al termine della stesa dello strato di binder sono stati inoltre eseguiti dei carotaggi (Figura 6.15-dx), su entrambi i lati del giunto longitudinale allo scopo di prelevare dei campioni da sottoporre alle prove di laboratorio caratterizzati da una superficie inferiore dell'interfaccia sia fresata (vecchia pavimentazione) che appena eseguita (nuovo strato di base).

Nel dettaglio, in ognuna delle 11 sezioni è stata prelevata una terna di carotaggi su entrambi i lati del giunto, distanziati l'uno dall'altro di circa 40 cm (figura 6.16), per un totale di 66 campioni.



Figura 6.16

6.2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma di prove ASTRA svolto, ai fini del monitoraggio delle prestazioni in sito relativamente alla resistenza a taglio all'interfaccia, è riassunto in Tabella 6.1. La scelta di eseguire prove in configurazione standard con sforzo normale $\sigma_n = 0.2$ MPa e temperatura $T = 20$ °C, deriva dalla constatazione che tali parametri sono rappresentativi delle condizioni medie di esercizio delle pavimentazioni stradali, presenti sul territorio nazionale.

Sezione in sito	Superficie	Temperatura	Provini	Ripetizioni
				$\sigma_n = 0,2$ MPa
1 Geocomposito APP_5.0 con primer	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
2 Geocomposito APP_5.0	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
3 Geocomposito APP_12.5 con primer	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
4 Geocomposito APP_12.5	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
5 Geocomposito SBS_5.0 con primer	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
6 Geocomposito SBS_5.0	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
7 Geocomposito SBS_12.5 con primer	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
8 Geocomposito SBS_12.5	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
9 Non rinforzato UN Senza Geocomposito	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
10 Geocomposito A	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3
11 Geocomposito B	Nuovo	20 °C	3	3
	Fresato	20 °C	3	3

Tabella 6.1

Per i provini estratti dalla stesa sperimentale è stato usato un sistema di denominazione che definisce la sezione dove è stato prelevato, la superficie di riferimento ed il numero di ripetizione del prelievo, secondo lo schema seguente:

$[\alpha] [\beta] [\chi]$

$[\alpha]$ = numero sezione di appartenenza (da 1 a 11)

$[\beta]$ = tipo di superficie su cui è applicato il rinforzo (nuova "N", fresata "F")

$[\chi]$ = numero di ripetizione (A,B,C,D)

Esempio: "1NA" = Sezione 1, superficie nuova (N), prima ripetizione (A).



Prima dell'esecuzione della prova di taglio ASTRA le carote sono state tagliate allo scopo di ottenere uno spessore per ciascuno strato all'interfaccia non superiore a 4.5 cm (Figura 6.17).



Figura 6.17

Relativamente ai dettagli operativi riguardanti la procedura di prova ASTRA, si rimanda allo specifico paragrafo §3.2 trattato nell'ambito del precedente Rapporto Finale (Anno 2011).

6.3 ANALISI DEI RISULTATI

Nel presente paragrafo sono analizzati i risultati riferiti ai provini carotati in sito, in termini di valori medi della tensione tangenziale di picco ottenuti mediante prova ASTRA a 20°C con sforzo normale pari a 0.2 MPa.

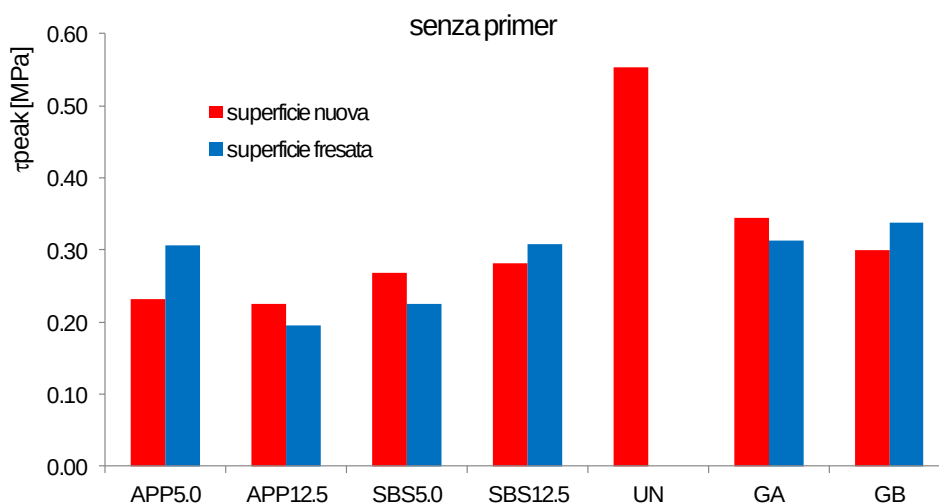


Figura 6.18

In Figura 6.18, con riferimento alle sezioni prive di primer, è possibile notare come la resistenza a taglio in presenza dei geocompositi risulti sempre inferiore a quella misurata nel caso di interfaccia non rinforzata (sezione n. 9 – UN). Tale raffronto, tra interfaccia rinforzata e non rinforzata, è stato possibile solo nel caso di superficie nuova in quanto, le carote estratte dalla sezione non rinforzata UN in corrispondenza della superficie fresata, hanno mostrato un distacco degli strati all'interfaccia durante le operazioni di carotaggio. A titolo di conferma, in Figura 6.19 sono riportati gli strati inferiori dei carotaggi effettuati nella sezione non rinforzata in cui si nota la superficie fresata interessata dal distacco.



Figura 6.19

Se si confronta tale comportamento con quello offerto dai geocompositi, per i quali non sono stati riscontrati distacchi tra gli strati durante il carotaggio, è possibile dedurre un dato rilevante a favore dell'applicazione di tali materiali finalizzato alla protezione di un giunto longitudinale. In particolare, l'utilizzo di un geocomposito, favorendo una migliore adesione tra gli strati all'interfaccia, contribuisce a:

- migliorare la ridistribuzione degli sforzi;
- limitare il rischio di rotture o distaccamenti all'interfaccia soprattutto nel caso di superficie fresata;
- aumentare l'impermeabilizzazione del giunto longitudinale.

È interessante, infine, notare come i risultati ottenuti per i geocompositi A e B siano in termini di resistenza a taglio di picco sostanzialmente analoghi a quelli registrati per il geocomposito Index SBS12.5. Per un confronto più significativo si deve tener conto anche dei risultati ottenuti nei confronti della propagazione delle fessure.

Volendo analizzare l'effetto della superficie inferiore dell'interfaccia (fresata oppure nuovo strato in conglomerato bituminoso) sulle prestazioni dei geocompositi, è possibile fare riferimento sia alla Figura 6.18 (senza primer) che alla Figura 6.20 relativa all'applicazione dei geocompositi Index previa distribuzione di un primer bituminoso. In particolare, dai risultati ottenuti non si riscontra un effetto evidente derivante dalla diversa tipologia di superficie dello strato inferiore. I risultati ottenuti sono, infatti, molto simili (ad eccezione del prodotto APP5.0 senza primer – v. Figura 6.18), così come uguale è il numero di casi in cui i risultati ottenuti per una tipologia di superficie prevalgono.

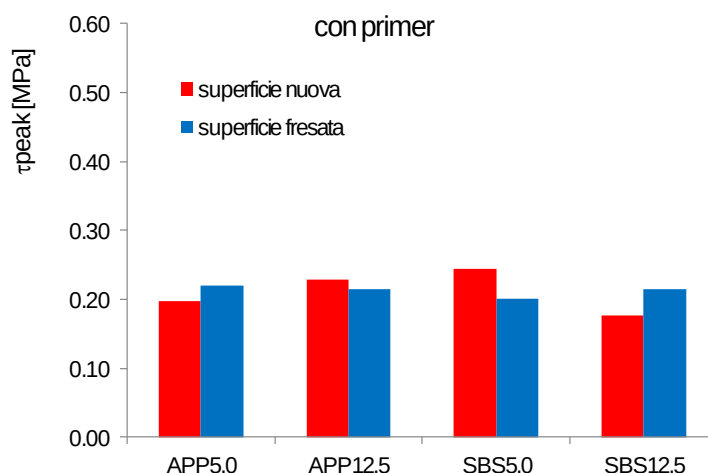


Figura 6.20

Limitatamente al caso dei prodotti Index, che sono stati applicati con e senza primer, è possibile inoltre rilevare in Figura 6.20 come l'applicazione del primer determini un sostanziale appiattimento delle prestazioni offerte dai diversi geocompositi. Viceversa, in assenza di primer (Figura 6.18) risultano emergono differenze abbastanza significative tra i diversi prodotti. In particolare, il geocomposito SBS12.5 sembra offrire le prestazioni più elevate in assenza di primer, con valori confrontabili sia su superficie nuova che fresata.

Occorre sottolineare come, nel caso di superficie nuova l'applicazione del primer possa non favorire un'adesione ottimale tra il geocomposito e lo strato inferiore. Ciò è possibile osservarlo nei risultati riportati in figura 6.21 dove, sia nel caso di superficie fresata che nuova, le resistenze a taglio di picco ottenute in presenza di primer a parità di geocomposito risultano minori o uguali a quelle riscontrate in assenza di primer. In particolare, l'effetto dovuto alla applicazione del primer sono particolarmente evidenti proprio nel caso del geocomposito SBS12.5 al quale competono le prestazioni più elevate in assenza di primer.

Tale risultato rappresenta una ulteriore conferma delle proprietà già riscontrate nel precedente studio di laboratorio dal quale è emerso come un compound SBS ed una rete con maglie da 12.5 mm siano da ritenere preferibili.

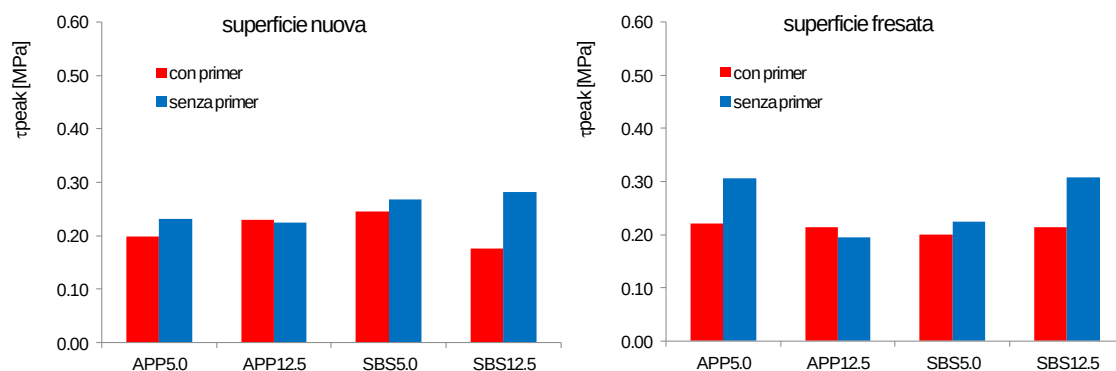


Figura 6.21

Relativamente all'azione del primer, è possibile constatare come la sua presenza sia da ritenere superflua in quanto contribuisce ad inibire l'azione del trattamento auto-termo-adesivo realizzato sulla faccia inferiore del geocomposito.

Limitatamente alle interfacce rinforzate con i geocompositi Index è stato operato, infine, un confronto tra i risultati ottenuti sulle carote prelevate in sito ed i corrispondenti valori misurati sui provini preparati in laboratorio.

Le configurazioni prese in considerazione sono quelle caratterizzate dall'assenza del primer e da una superficie inferiore dell'interfaccia nuova in conglomerato bituminoso. Dai risultati riportati in Figura 6.22 è possibile osservare come tendenzialmente i provini carotati in sito restituiscano una resistenza a taglio ridotta di circa il 27% rispetto ai corrispondenti valori ottenuti con provini confezionati in laboratorio.

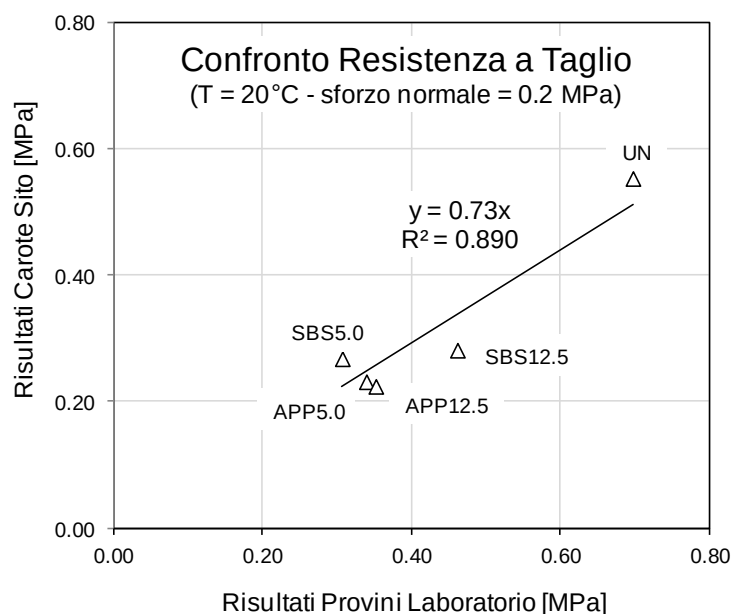


Figura 6.22

7. Sperimentazione Raccordo Autostradale RA11

La sperimentazione in oggetto è stata sviluppata basandosi sulla realizzazione di un tronco pilota in vera grandezza, in diversi tratti del Raccordo Autostradale RA11 "Ascoli Piceno-Porto d'Ascoli" avvalendosi della collaborazione dell'ANAS – Compartimento della Viabilità per le Marche.

L'obiettivo dello studio mira a valutare i possibili benefici derivanti dall'applicazione di geocompositi in qualità di rinforzo al fine di **limitare il fenomeno della fessurazione di riflessione indotta dai carichi veicolari a causa della parziale rimozione degli strati portanti fessurati della pavimentazione**.

Dal confronto con tratti analoghi non interessati dall'applicazione del geocomposito, sarà possibile verificare l'attendibilità delle previsioni fornite dal calcolo teorico monitorando nel tempo il comportamento sotto traffico dei tratti di pavimentazione interessati dalla sperimentazione.

7.1 CARATTERISTICHE DEL TRONCO PILOTA

A seguito di colloqui intercorsi con l'ANAS – Compartimento della Viabilità per le Marche, sono ritenuti idonei per la sperimentazione i seguenti tratti:

- dal km 9+300 al km 10+707 carreggiata dx (direzione "Mare"), corsia di marcia (larghezza 4,00 m), per complessivi 5.536 m²;
- dal km 12+300 al km 12+600 carreggiata dx (direzione "Mare"), a tutta sezione (larghezza 8,00 m) per complessivi mq 2.272;
- dal km 13+090 al km 13+600 carreggiata dx (direzione "Mare") corsia di marcia (largh. 4,00 m) per complessivi 1.998 m².
- dal km 4+605 al km 3+950 carreggiata sx (direzione "Monti"), corsia di sorpasso (larghezza 4,00 m), per complessivi 2.212 m²;

L'esecuzione degli interventi ha avuto luogo nel mese di luglio 2013 con il supporto della società Adriatica Bitumi aggiudicatrice dell'appalto.

La scelta dei tratti in cui è stato installato il geocomposito Index Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (SBS12.5) è avvenuta sulla base sia di rilievi strumentali con apparecchiature ad alto rendimento (ERMES, TSD) eseguiti nel 2011 dalla Direzione Centrale Ricerche e Nuove Tecnologie (DCRNT), sia di rilievi visivi effettuati dall'impresa aggiudicatrice dell'appalto.

7.1.1 Descrizione dell'intervento

Il tronco pilota in esame ha previsto l'esecuzione di interventi volti al risanamento strutturale della pavimentazione esistente, prevalentemente lungo la corsia di marcia, attraverso la parziale sostituzione degli strati fessurati in conglomerato bituminoso.



Nel dettaglio, da un punto di vista esecutivo, la sequenza operativa delle lavorazioni può essere schematizzata nel modo seguente:

- Individuazione dei tratti di pavimentazione esistente fessurata (3 cm strato di usura, 4 cm strato di collegamento, 10 cm strato di base – Figura 7.1);
- fresatura della vecchia pavimentazione (7 cm) fino al raggiungimento dello strato di base, per una larghezza di norma pari a 4,00 m (Figura 7.2);
- applicazione del geocomposito (Figura 7.3);
- stesa dei nuovi strati di collegamento e di usura in conglomerato bituminoso (Figura 7.4).

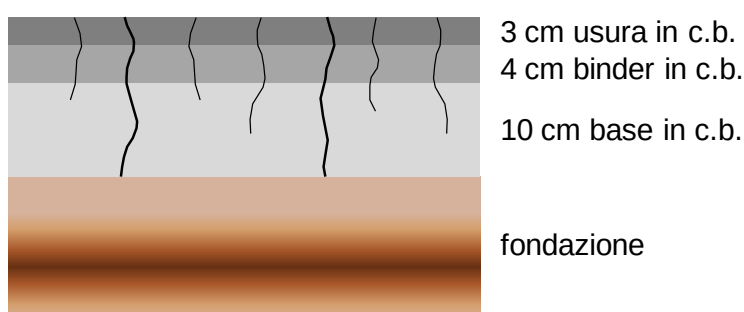


Figura 7.1

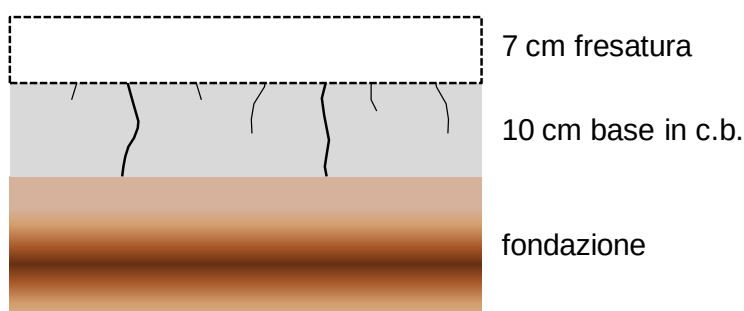


Figura 7.2

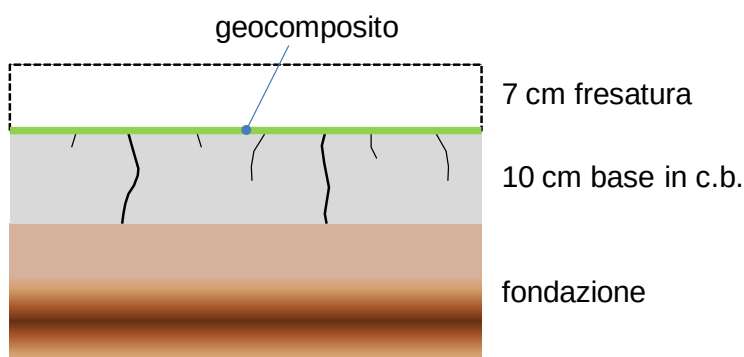


Figura 7.3

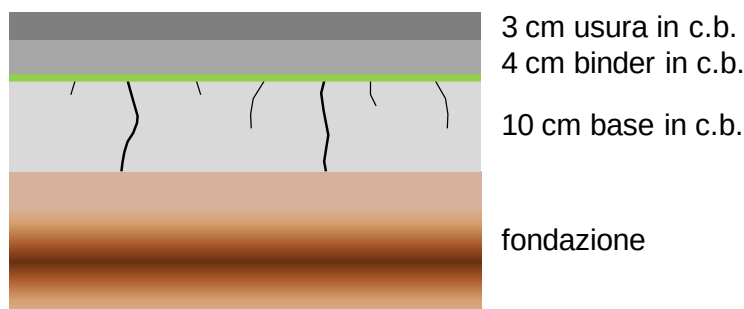


Figura 7.4

7.1.2 Fasi esecutive

Nel seguito vengono illustrate nel dettaglio le fasi esecutive che hanno caratterizzato la realizzazione del tronco pilota. Tenuto conto che i geocompositi sono stati applicati tra lo strato di base e lo strato di collegamento (binder), viene fornita una descrizione delle attività di cantiere relative alle corrispondenti lavorazioni, svoltesi nel mese di luglio 2013.

Preliminarmente è stata eseguita la rimozione mediante fresatura degli strati in conglomerato bituminoso di usura e di collegamento fino ad una profondità di 7 cm rispetto al piano stradale.

Una volta ultimata la fresatura, dopo aver eseguito un'accurata pulizia della superficie fresata mediante spazzolatrice meccanica al fine di rimuovere ogni detrito residuo, è stata eseguita la posa in opera del geocomposito oggetto di studio fornito in rotoli di larghezza pari a 100 cm.

L'applicazione del geocomposito sulla superficie stradale ha richiesto la rimozione della pellicola a protezione di un trattamento auto-adesivo realizzato sul lato inferiore del geocomposito (Figura 7.5).



Figura 7.5

Nonostante l'adesione del rinforzo con lo strato sovrastante venga garantita dalla parziale fusione della matrice bituminosa del geocomposito, causata dalla stesa a caldo del conglomerato bituminoso, una volta ultimate le operazioni di posa in opera del geocomposito (Figura 7.6) si è proceduto ad una rullatura con rullo da 4,5 tonnellate al fine di fissare saldamente il geocomposito alla superficie fresata sottostante (Figura 7.7).



Figura 7.6



Figura 7.7

Al termine della rullatura del geocomposito, è stata eseguita la posa in opera del nuovo strato di collegamento (Figura 7.8) la quale, grazie alla scrupolosa attenzione dedicata alle fasi precedentemente descritte, non ha dato luogo a nessun tipo di inconveniente dovuto alla presenza del rinforzo (Figura 7.9-sx). Un ulteriore aspetto che ha contribuito alla corretta esecuzione dell'intervento è rappresentato dalla temperatura di stesa del conglomerato bituminoso che dai controlli in opera è sempre risultata prossima ai 150 °C (Figura 7.9-dx).



Figura 7.8



Figura 7.9

7.1.3 Prelievi

Contestualmente alla stesa del conglomerato bituminoso per strato di binder, sono stati effettuati i prelievi necessari per la caratterizzazione della miscela e l'esecuzione del programma sperimentale di laboratorio, i cui risultati sono stati illustrati nella Parte I del presente Rapporto Finale.

Il giorno successivo alla posa in opera dello strato di binder sono stati inoltre eseguiti dei carotaggi allo scopo di prelevare dei campioni da sottoporre alle prove di laboratorio per un totale pari a 4 provini non rinforzati e 6 provini rinforzati con il geocomposito Index Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP (SBS12.5).

7.2 PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma di prove ASTRA svolto, ai fini del monitoraggio delle prestazioni in sito relativamente alla resistenza a taglio all'interfaccia, ha previsto l'esecuzione di prove in configurazione standard con sforzo normale $\sigma_n = 0.2$ MPa e temperatura $T = 20$ °C. Tali parametri di prova sono stati scelti in quanto ritenuti rappresentativi delle condizioni medie di esercizio delle pavimentazioni stradali, presenti sul territorio nazionale.

Prima dell'esecuzione della prova di taglio ASTRA le carote sono state tagliate allo scopo di ottenere uno spessore per ciascuno strato all'interfaccia non superiore a 4.5 cm.

Relativamente ai dettagli operativi riguardanti la procedura di prova ASTRA, si rimanda allo specifico paragrafo §3.2 trattato nell'ambito del precedente Rapporto Finale (Anno 2011).

7.3 ANALISI DEI RISULTATI

Nel presente paragrafo sono analizzati i risultati riferiti ai provini carotati in sito, in termini di valori medi della tensione tangenziale di picco ottenuti mediante prova ASTRA a 20°C con sforzo normale pari a 0.2 MPa.

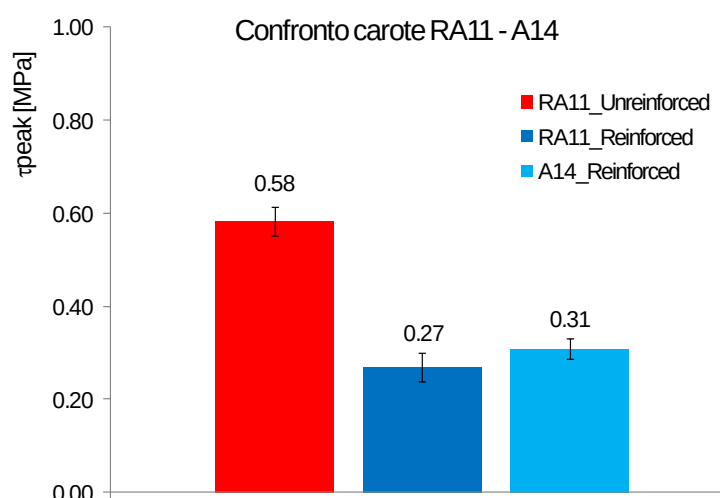


Figura 7.10

In Figura 7.10 è possibile notare come la resistenza media a taglio in presenza del geocomposito risulti inferiore a quella misurata nel caso di interfaccia non rinforzata. Tale raffronto tra interfaccia rinforzata e non rinforzata, a differenza del tronco pilota eseguito sull'autostrada A14, è stato possibile nonostante la presenza di una superficie inferiore ottenuta a seguito della fresatura della vecchia pavimentazione.

È interessante, infine, notare come i risultati ottenuti sulle carote prelevate nel tronco pilota A14 restituiscano valori della tensione tangenziale di picco leggermente superiori rispetto a quelli ottenuti sulle carote provenienti dal tronco pilota sul RA11. I motivi di tale differenza sono molto verosimilmente da attribuire alla diversa tipologia di conglomerato bituminoso che caratterizza la pavimentazione esistente fresata sulla quale è stato applicato il geocomposito. Nel caso del RA11 si tratta, infatti, di una miscela confezionata con bitume tradizionale, mentre sul tratto autostradale dell'A14 il geocomposito è stato applicato al di sopra di uno strato di base costituito da una miscela di conglomerato bituminoso contenente bitume modificato con polimeri SBS.

Il fatto che tali polimeri siano della stessa natura del compound utilizzato per il geocomposito induce a motivare la migliore performance riscontrata nel tronco pilota A14 grazie alla migliore affinità tra il rinforzo ed il conglomerato della pavimentazione esistente.



8. Conclusioni

La presente indagine sperimentale trae origine dal presupposto che, se opportunamente preparati, selezionati ed installati, i geocompositi realizzati combinando geomembrane bituminose e reti di rinforzo possono essere una valida tecnica per il risanamento delle pavimentazioni stradali.

Tale convinzione è stata confermata dai risultati ottenuti nell'ambito di una precedente sperimentazione eseguita nel primo anno di ricerca (v. Rapporto finale 2011), che ha avuto come obiettivo lo sviluppo e l'ottimizzazione di un geocomposito (attualmente denominato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP) e delle sue modalità di utilizzo ai fini dell'applicazione in campo stradale.

Tale processo di ottimizzazione ha riguardato, in particolare, lo studio delle prestazioni a taglio e flessione di sistemi bituminosi rinforzati preparati con conglomerati bituminosi tradizionali.

Sulla base dei positivi riscontri sperimentali emersi durante la precedente indagine, l'obiettivo del presente studio è consistito sia nell'analisi di ulteriori casistiche applicative, con particolare attenzione ai sistemi bituminosi rinforzati preparati con conglomerati bituminosi modificati, sia al monitoraggio di applicazioni reali in vera grandezza.

A tale proposito, il programma di ricerca è stato articolato in due parti distinte:

- Parte 1 – indagini di laboratorio;
- Parte 2 – applicazione e monitoraggio di stese realizzate su strade caratterizzate da diverse esigenze strutturali e funzionali.

A partire da quanto osservato nei precedenti capitoli e alla luce dei risultati sperimentali acquisiti, è possibile trarre una serie di importanti considerazioni circa le prestazioni meccaniche dei sistemi bituminosi bistrato investigati.

Gli studi di laboratorio, suddivisi in 4 sperimentazioni distinte, hanno permesso sia di rilevare nuovi interessanti aspetti che di avvalorare alcuni risultati ottenuti durante il primo anno di indagine (v. Rapporto finale 2011).

Per quanto riguarda il comportamento a taglio dei sistemi bituminosi bistrato, è stato confermato che la presenza di geocompositi determina una riduzione della resistenza a taglio rispetto ad analoghi campioni non rinforzati, agendo da elemento di separazione fra gli strati di conglomerato bituminoso. Le 4 sperimentazioni hanno, tuttavia, permesso di evidenziare alcuni aspetti importanti in termini di resistenza al taglio all'interfaccia:

- le migliori prestazioni fornite dal geocomposito Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP rispetto agli altri geocompositi investigati, sono state confermate anche nel caso di sistemi bistrato confezionati con conglomerati bituminosi modificati;
- la riduzione delle prestazioni a taglio del bistrato rispetto alla condizione di riferimento risulta decisamente inferiore nel caso in cui l'Autotene A-



- sfaltico Antipumping HE/TVP venga applicato all'interfaccia di conglomerati bituminosi modificati rispetto a quelli tradizionali;
- l'effetto di separazione all'interfaccia provocato dai geocompositi rinforzati con rete in fibra di vetro è confermato anche nel caso in cui si impiegino sistemi di rinforzo denominati SAMI (geomembrana+geotessuto);
 - nel caso di impiego di sistemi geocompositi al di sotto di strati drenanti la riduzione delle prestazioni a taglio è meno spiccata nei sistemi di tipo SAMI piuttosto che nei sistemi rinforzati con Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP. Tale risultato sembra suggerire che il prodotto denominato SAMI-A (non tessuto in poliestere rinforzato) risulta, in questo contesto, più affidabile rispetto al geocomposito Autotene il quale, essendo stato ottimizzato per fornire un rinforzo (grazie alla rete in fibra di vetro) e, soprattutto, per limitare la risalita di fessure di riflessione anche attraverso un'azione di "debonding controllato".

Lo studio riferito alle proprietà anti-reflective cracking dei geocompositi, ha mostrato una supremazia prestazionale dei prodotti Index sia rispetto alla configurazione di riferimento non rinforzata che rispetto a quella rinforzata con un'altra tipologia di geocomposito avente proprietà simili.

I risultati ottenuti ed i filmati acquisiti durante il corso delle prove hanno, infatti, evidenziato come le configurazioni di riferimento siano state oggetto di una risalita molto rapida della fessura fino al collasso completo dei sistemi bituminosi bistrato, mentre analoghi sistemi rinforzati con i geocompositi Index non hanno quasi mai raggiunto il collasso del provino nell'intervallo di durata della prova.

In particolare, è stato dimostrato che i geocompositi Index sono in grado di garantire una resistenza alla risalita della fessurazione di riflessione **almeno** 5 volte superiore rispetto ad analoghi sistemi di riferimento, rinforzati e non rinforzati, sottoposti alle medesime condizioni di prova (carico pari a 520 N).

L'ulteriore indagine eseguita sui soli geocompositi Index, considerando un carico pari a 615 N, ha mostrato come il raggiungimento delle condizioni di rottura avvenga in maniera graduale per un numero molto elevato di cicli di carico, mostrando un quadro fessurativo sostanzialmente caratterizzato da fessure multiple e sottili, distribuite in una zona diffusa del campione, senza rotture nette ed improvvise, contrariamente a quanto era stato osservato per i due sistemi di riferimento con carico pari a 520 N.

I risultati inducono, infine, a ritenere che il prodotto ottimizzato denominato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP sia in grado, anche nel caso della resistenza alla fessurazione di riflessione, di garantire prestazioni migliorate.

Le prove statiche di flessione su 3 punti (3PB) hanno evidenziato come i sistemi rinforzati, in qualsiasi condizione analizzata e con qualsiasi conglomerato bituminoso impiegato, siano caratterizzati da una minore rigidità iniziale, a causa del de-bonding determinato dalla presenza di un geocomposito.

Al contempo, al crescere del danno causato dalle sollecitazioni di tipo flessionale, sono state riscontrate prestazioni meccaniche assolutamente superiori rispetto ad analoghe configurazioni non rinforzate.



Tali evidenze sperimentali testimoniano, pertanto, che l'impiego dei geocompositi nelle pavimentazioni flessibili è in grado di garantire una spiccata dote di duttilità che li rende particolarmente resistenti alla propagazione del danno e, quindi, maggiormente durevoli.

Il confronto tra i risultati sperimentali ottenuti per i geocompositi tipo SAMI e per l'Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP, ha mostrato come, rispetto alla specifica configurazione di riferimento, i sistemi SAMI studiati presentino un incremento del parametro legato alla resistenza alla propagazione del danno, decisamente inferiore. Tale risultato è riconducibile al fatto che nel geocomposito Autotene è presente una griglia in fibra di vetro maggiormente prestante rispetto al non tessuto contenuto nelle SAMI, conferendo migliori caratteristiche di rinforzo al sistema studiato.

Per quanto riguarda, invece, le applicazioni in vera grandezza, esse hanno riguardato due arterie stradali di estrema rilevanza: l'Autostrada A14 e il Raccordo Autostradale RA11.

Il tronco pilota realizzato lungo l'Autostrada A14, nell'ambito dei lavori di ampliamento della carreggiata nel tratto tra i caselli di Rimini Sud e Rimini Nord in direzione Bologna, ha previsto l'applicazione di geocompositi come rinforzo del giunto longitudinale di costruzione fra la vecchia e la nuova pavimentazione.

I risultati delle prove di taglio ASTRA eseguite sulle carote prelevate in sito, hanno mostrato come, nelle sezioni prive di primer e caratterizzate da una pavimentazione nuova (non fresata), la resistenza a taglio in presenza dei geocompositi risulti sempre inferiore a quella misurata nel caso di interfaccia non rinforzata. Per contro, in corrispondenza della superficie fresata, le carote non rinforzate hanno mostrato un distacco degli strati all'interfaccia durante le operazioni di carotaggio denotando che l'utilizzo di un geocomposito favorisce, in questo caso, una migliore adesione tra gli strati all'interfaccia contribuendo a:

- migliorare la ridistribuzione degli sforzi;
- limitare il rischio di rotture o distaccamenti all'interfaccia soprattutto nel caso di superficie fresata;
- aumentare l'impermeabilizzazione del giunto longitudinale.

Relativamente all'influenza della superficie di posa del rinforzo (fresata oppure nuovo strato in conglomerato bituminoso) sulle prestazioni dei geocompositi studiati, è possibile osservare che non si riscontra un effetto evidente derivante dalla diversa tipologia di superficie dello strato inferiore. Tale aspetto suggerisce la possibilità di utilizzare i geocompositi anche direttamente al di sopra di una superficie fresata a condizione che tale superficie sia pulita, asciutta e regolare. Per quanto riguarda, i prodotti Index è possibile rilevare come l'applicazione del primer determini un sostanziale appiattimento delle prestazioni offerte dai diversi geocompositi, permettendo di affermare che la presenza del primer sia da ritenere superflua in quanto contribuisce ad inibire l'azione del trattamento auto-termo-adesivo realizzato sulla faccia inferiore del geocomposito.



In particolare, il prodotto Index che fornisce le migliori prestazioni in assenza di primer è, ancora una volta, il prodotto ottimizzato Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP, con valori confrontabili sia su superficie nuova che fresata.

La posa in opera del prodotto Autotene Asfaltico Antipumping HE/TVP lungo diversi tratti del Raccordo Autostradale n.11 tra Ascoli Piceno e San Benedetto del Tronto ha avuto come obiettivo la valutazione dei possibili benefici derivanti dall'applicazione di geocompositi in qualità di rinforzo, al fine di limitare il fenomeno della fessurazione di riflessione indotta dai carichi veicolari a causa della parziale rimozione degli strati portanti fessurati della pavimentazione.

I risultati delle prove di taglio ASTRA eseguite sui provini carotati in sito, hanno evidenziato, ancora una volta, che la resistenza media a taglio in presenza del geocomposito risulta inferiore a quella misurata nel caso di interfaccia non rinforzata, pur se la superficie inferiore del bistrato è stata ottenuta a seguito della fresatura della vecchia pavimentazione.

Ancona, novembre 2013.

Il Responsabile Scientifico
Prof. Ing. Francesco Canestrari



Appendice



A1 Dimensionamento razionale: esempio di calcolo

La presente convenzione di ricerca ha previsto anche uno sviluppo di tipo teorico-progettuale basato sulle risultanze di laboratorio emerse nella prima (Rapporto Finale 2011) e nella seconda fase della ricerca sperimentale.

In particolare, si è cercato di fornire una esempio pratico di dimensionamento razionale di una pavimentazione stradale flessibile rinforzata con il geocomposito oggetto di indagine. A tal fine viene trattato un esempio di calcolo ispirato al caso pratico applicativo effettivamente realizzato lungo il Raccordo Autostradale RA11 "Ascoli Piceno-Porto d'Ascoli" (§7).

È doveroso sottolineare, in tal senso, che l'esempio applicativo fornito è basato in maniera specifica su tale caso pratico ma mira, al tempo stesso, a fornire linee guida praticabili per il dimensionamento di pavimentazioni/interventi differenti. Difatti, è possibile affermare, in linea generale, che gli approcci possibili per giustificare l'adozione di un rinforzo all'interno della pavimentazione siano essenzialmente di due tipi:

1. se il geocomposito di rinforzo viene introdotto senza modificare il progetto originale, ne consegue che l'incremento di costi che tale inserimento comporta deve quantomeno essere compensato dall'innalzamento della vita utile della pavimentazione (soluzione *iso-stratigrafia*);
2. se si intende inserire il rinforzo modificando la stratigrafia originale della pavimentazione in maniera tale da non modificare il quadro economico di progetto, allora la pavimentazione rinforzata deve essere in grado di garantire almeno la stessa vita utile di quella non rinforzata di progetto (soluzione *iso-costi*).

Nel caso specifico, quindi, del RA11 si è cercato di perseguire entrambe le casistiche riconducendo l'esempio di calcolo al caso applicativo reale.

In particolare, si ricorda che lo studio lungo il RA11 è stato volto a valutare i possibili benefici derivanti dall'applicazione di geocompositi in qualità di rinforzo al fine di limitare il fenomeno della fessurazione di riflessione indotta dai carichi veicolari a causa della parziale rimozione degli strati portanti fessurati della pavimentazione (§7).

A tal proposito, gli interventi di risanamento strutturale della pavimentazione esistente, eseguiti prevalentemente lungo la corsia di marcia, hanno previsto la parziale sostituzione degli strati fessurati in conglomerato bituminoso (fresatura di 7 cm a fronte di 17 cm di conglomerato bituminoso esistente fessurato). Successivamente, la maggior parte dei tratti sono stati semplicemente oggetto del rifacimento degli strati superficiali di binder ed usura (come da progetto originale) mentre i restanti tratti sperimentali hanno previsto, prima della realizzazione degli strati di binder ed usura, l'applicazione del geocomposito di rinforzo sopra la superficie fresata con l'intento di innalzare l'efficacia dell'intervento originariamente previsto.



In questo caso, quindi, l'applicazione del geocomposito ha inevitabilmente comportato un incremento dei costi di costruzione che, nell'ottica di una compensazione di costi e benefici, dovrebbe quantomeno essere in grado di garantire un analogo incremento di prestazioni della pavimentazione.

In tal senso, quindi, il calcolo razionale presentato nel seguito mira a verificare se l'incremento di costo dovuto all'applicazione del geocomposito risulta bilanciato da un adeguato prolungamento della vita utile della pavimentazione in termini di numero di cicli di carico a rottura riferiti all'asse standard da 8 tonnellate. Il monitoraggio nel tempo del comportamento sotto traffico dei tratti di pavimentazione interessati dalla sperimentazione consentirà, poi, il confronto prestazionale fra tratti analoghi interessati o meno dall'applicazione del geocomposito permettendo di verificare l'attendibilità delle previsioni fornite dal calcolo teorico sulla base dei risultati sperimentali di laboratorio.

In secondo luogo, si è ipotizzata la realizzazione di un intervento maggiormente radicale (fresatura e rifacimento di 10 cm di conglomerato bituminoso) tale da comportare il medesimo onere economico sostenuto per la realizzazione della soluzione rinforzata effettivamente posta in opera. In questo caso, quindi, sono state confrontate due pavimentazioni differenti caratterizzate dallo stesso costo per unità di superficie e si è cercato di verificare, in maniera analitica, se la pavimentazione rinforzata effettivamente realizzata fosse comunque in grado di garantire una vita utile almeno pari a quella della ipotetica soluzione *iso-costi* non rinforzata.

A1.1 SOLUZIONE MIGLIORATIVA PROPOSTA

Rinforzo della pavimentazione mediante geocompositi

All'interno dell'ampia gamma di geosintetici per il rinforzo delle pavimentazioni flessibili presente nel mercato è possibile annoverare i geocompositi che possono essere ottenuti dalla combinazione di due o più geosintetici (geotessuti, geogriglie o geomembrane).

In tale ambito, diversi studi internazionali hanno mostrato come le pavimentazioni rinforzate mediante l'inserimento tra i vari strati di geocompositi costituiti, per esempio, da geomembrane e geotessili oppure da geotessili e geogriglie forniscano un incremento della vita utile della pavimentazione e la possibilità di eseguire interventi di manutenzione con un miglior rapporto costi/benefici.

In particolare, le ricerche hanno mostrato come le membrane rinforzate siano in grado di assorbire parte delle tensioni e di attenuare lo stato di deformazione all'interno della sovrastruttura. A tale riscontro si associa una maggiore diffusione del carico che favorisce la generazione di una rete di micro fessure non connesse, sicuramente meno dannose di poche ed ampie fessure localizzate.



Ne consegue che i geocompositi ottenuti dalla combinazione di geomembrane e geogriglie rappresentano una opzione promettente per il “rinforzo” di pavimentazioni stradali flessibili.

Le geogriglie conferiscono, infatti, al materiale geocomposito un sensibile incremento delle proprietà meccaniche di trazione svolgendo, all'interno della pavimentazione, la funzione di rinforzo vero e proprio incrementandone la vita utile. Un sistema di rinforzo, infatti, se propriamente selezionato ed installato, permette di contribuire all'assorbimento delle tensioni e delle deformazioni che si creano all'interno della sovrastruttura stradale per effetto dei carichi dovuti al traffico ed alle azioni termiche.

Tali risultati garantiscono il miglioramento delle proprietà meccaniche globali della pavimentazione stessa in termini, principalmente, di resistenza alla fessurazione e all'accumulo di deformazioni permanenti.

Le geomembrane, da parte loro, garantiscono l'impermeabilizzazione della superficie sulla quale vengono installate preservando gli strati sottostanti da infiltrazioni di acqua ed inibendo, al contempo, il cosiddetto “effetto pumping”, cioè la risalita in superficie di acqua e particelle fini provenienti dagli strati non legati profondi in combinazione con l'azione di pompaggio esercitata dal passaggio dei carichi veicolari.

Le geomembrane, inoltre, se confezionate con materiali di caratteristiche opportune, svolgono anche una funzione di interstrato di assorbimento delle tensioni (Stress-Absorbing Membrane Interlayer) conferendo alle pavimentazioni maggiori caratteristiche di resistenza e durabilità. Tale incremento di prestazione è principalmente riconducibile alla riduzione per rilassamento degli sforzi parassiti che si concentrano all'apice di fessure esistenti all'interfaccia fra due strati di conglomerato bituminoso a causa di movimenti differenziali responsabili dell'innescio di fessure di riflessione o di fessurazioni termiche.

A1.2 CALCOLO RAZIONALE DELLA PAVIMENTAZIONE

In linea di principio il metodo di progetto di una pavimentazione stradale non differisce sostanzialmente da quello di una qualsiasi altra struttura dell'ingegneria civile: note le caratteristiche meccaniche dei materiali da impiegare ed i carichi trasmessi dai veicoli, la sovrastruttura deve garantire un certo livello di integrità durante tutta la sua vita utile, cioè il periodo di esercizio sulla base del quale si è progettata la sovrastruttura.

Nello specifico, il calcolo razionale della pavimentazione si basa sulla teoria del multistrato elastico che consente di ricostruire al calcolatore un modello teorico della pavimentazione costituito dalla sovrapposizione di differenti strati rappresentativi di materiali omogenei, isotropi e linearmente elastici. Di conseguenza, è possibile caratterizzare in maniera compiuta le prestazioni dei vari materiali costituenti la pavimentazione semplicemente attraverso il modulo di Young (E) e il coefficiente di Poisson (ν).



Tale schematizzazione della sovrastruttura consente, quindi, di risalire in maniera analitica allo stato tenso-deformativo presente all'interno della pavimentazione una volta definiti i carichi veicolari nonché la geometria e le caratteristiche dei vari strati (Figura A.1).

Nel caso in oggetto, il calcolo razionale dello stato tenso-deformativo all'interno della pavimentazione di progetto è stato effettuato mediante il software BISAR sviluppato dalla Shell Research. Il software permette di calcolare le sollecitazioni e le deformazioni in corrispondenza dei punti critici di un sistema di tipo "multistrato elastico" sottoposto a uno o più carichi uniformemente distribuiti su di un'impronta circolare. Tali punti critici sono scelti dall'utente sulla base del tipo di materiale utilizzato in ogni singolo strato. In definitiva, i dati di input richiesti dal software BISAR sono:

- entità e posizione dei carichi;
- numero e spessore degli strati;
- modulo di Young e coefficiente di Poisson di ogni strato;
- coordinate dei punti in corrispondenza dei quali restituire lo stato tenso-deformativo.

Successivamente, si procede alla verifica dei vari strati che compongono la pavimentazione secondo opportuni criteri di rottura sulla base delle sollecitazioni e delle deformazioni risultanti dal calcolo razionale, caratteristiche per ogni strato. Questo consente di associare ad ogni pavimentazione stradale una vita utile, cioè il numero di cicli di carico superato il quale la degradazione da essa subita ne rende necessario il rifacimento. In particolare, la durata di una pavimentazione viene solitamente correlata al numero massimo di passaggi dell'asse standard da 80 kN che essa è in grado di sopportare prima di raggiungere il collasso strutturale di uno degli strati che la compongono.

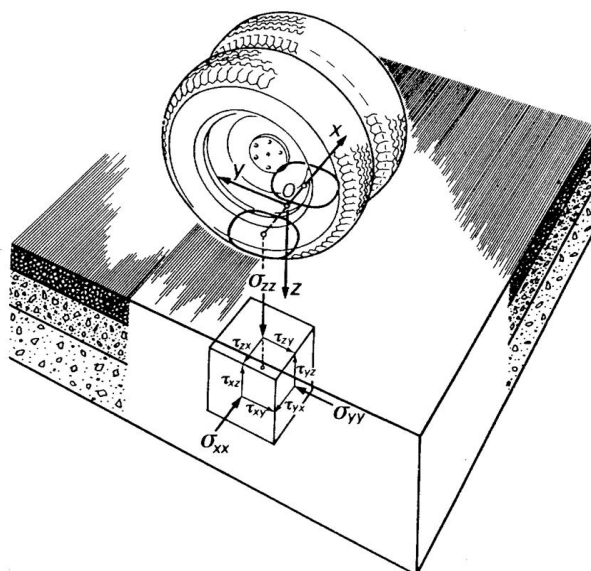


Figura A.1 – Stato tenso-deformativo del multistrato elastico

Sulla base di quanto premesso si puntualizza che il dimensionamento strutturale di una pavimentazione stradale consiste, essenzialmente, in un problema di verifica. Esso, infatti, si basa su cinque passaggi principali:

- definizione preliminare degli spessori di ogni singolo strato;
- scelta dei materiali da impiegare per ogni strato;
- conoscenza del traffico e delle condizioni climatiche di esercizio;
- calcolo dello stato tenso-deformativo indotto dall'applicazione dei carichi;
- applicazione dei criteri di verifica.

Qualora le verifiche non fossero soddisfatte, si dovrebbero riconsiderare spessori e/o materiali e reiterare il processo.

In particolare, nel caso in oggetto, sulla base dello stato tenso-deformativo calcolato è stato possibile valutare all'interno degli strati legati della sovrastruttura gli effetti della "fatica" dovuta alle ripetizioni di carico corrispondenti al passaggio dei veicoli. Inoltre sono stati adottati dei criteri di verifica nei confronti della massima sollecitazione e/o deformazione di compressione agente sulla sommità del terreno di fondazione e di sottofondo allo scopo di scongiurare l'insorgere di cedimenti eccessivi causati dall'accumulo di deformazioni plastiche.

Legge di fatica per i materiali bituminosi

Uno dei criteri di dimensionamento e verifica che consentono di individuare la vita utile di una sovrastruttura stradale si basa sulla valutazione degli effetti indotti sui materiali bituminosi dalla fatica causata dal passaggio dei veicoli.

La determinazione del numero massimo di passaggi dell'asse standard che comporta la rottura per fatica dei materiali bituminosi è consentita sulla base della conoscenza delle corrispondenti leggi di fatica. Tali curve rappresentano normalmente il rapporto funzionale tra la massima deformazione di trazione ed il numero di cicli di carico che portano a rottura la sovrastruttura.

Il massimo valore della deformazione orizzontale di trazione alla base degli strati legati, determinato risolvendo la sovrastruttura con la teoria del multistrato elastico, sarà quindi utilizzato come dato di input per determinare nelle curve di fatica precedentemente selezionate il numero massimo di cicli sopportabili dalla pavimentazione prima della rottura per fatica.

Evidentemente tale determinazione deve essere ripetuta per ciascun periodo assimilabile ad una stessa temperatura media dell'aria in quanto le proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi si modificano sensibilmente al variare della temperatura del materiale.

In tal caso detto N_x il numero totale dei passaggi dell'asse standard che produce la rottura per fatica della pavimentazione, ammettendo una ripartizione del traffico proporzionale ai mesi dell'anno di ciascun periodo, sarà possibile determinare tale valore sfruttando la legge di Miner "accumulo lineare del danno da fatica" che può essere enunciata nel modo seguente:

"Se $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \dots, \varepsilon_k$ sono le ampiezze corrispondenti rispettivamente a $n_1, n_2, \dots, n_k$ cicli di carico applicati ad un materiale senza alcun ordine particolare, si produ-



ce la rottura per fatica quando la seguente disequazione è verificata con il segno di uguaglianza:

$$\sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \leq 1$$

dove N_i è il numero di cicli di carico che porterebbe a rottura il materiale qualora l'ampiezza di deformazione fosse mantenuta costante pari a ε_i .

Pertanto nel caso specifico, supposto di aver risolto la struttura per un numero di periodi dell'anno pari a k determinando altrettante coppie di valori (ε_i, N_i) , l'equazione che consentirà di determinare il numero N_x di passaggi dell'asse standard che porta al collasso per fatica la pavimentazione sarà la seguente:

$$\sum_{i=1}^k \frac{\left(\frac{N_x}{k}\right)}{N_i} = 1$$

Le leggi di fatica per materiali bituminosi da utilizzare per il calcolo del numero di passaggi di assi standard che determinano la rottura per fatica sono rappresentate da curve che esprimono il rapporto funzionale tra il numero di cicli che portano a rottura per fatica il materiale considerato e lo stato tenso-deformativo indotto dai carichi considerati.

Per i conglomerati bituminosi esistono in letteratura varie leggi di fatica che restituiscono il numero di cicli a rottura in funzione della massima deformazione orizzontale di trazione alla base degli strati legati (ad esempio, curva sviluppata dal Transport Research Laboratory – TRL, legge di Finn, etc.).

Un criterio di verifica più evoluto è quello che abbina la legge di fatica proposta da Verstraeten al modello di propagazione delle fessure introdotto da Marchionna et al.. In mancanza di leggi affidabili specifiche, tale metodo risulta, inoltre, maggiormente adattabile al caso delle pavimentazioni rinforzate con geocompositi i quali, come dimostrato sperimentalmente, esplicano la loro principale funzione non tanto nell'inibire l'innescio della fessurazione quanto nel ritardare la risalita in superficie di tale fessurazione.

Secondo Verstraeten, difatti, è possibile considerare una stessa curva di fatica indipendentemente dalla rigidità del materiale purché si escluda nella valutazione del numero di cicli N che porta alla rottura il contributo derivante dalla propagazione delle fessure.

In particolare l'Autore perviene alla conclusione secondo cui tutte le curve di fatica sono considerate parallele in un piano $\log N_t - \log \varepsilon_t$ a prescindere dalla composizione della miscela. Il criterio proposto in tal caso è di seguito riportato:

$$\log_{10} N_0 = 6 + 4.7619 \cdot \left[\log_{10} \left(\lambda \cdot \frac{V_b}{V_b + V_v} \right) - \log_{10} \varepsilon_t \right]$$

dove:

- N_0 è il numero di cicli di applicazione del carico riferito all'asse standard considerato che causa l'inizio della fessurazione
- ε_t è la deformazione orizzontale di trazione massima alla base degli strati legati riferita all'inizio della vita della pavimentazione
- V_b è la % in volume di bitume nella miscela di conglomerato
- V_v è la % in volume dei vuoti nella miscela di conglomerato
- λ è un coefficiente che dipende dal bitume usato e può essere espresso in funzione del tenore di asfalteni oppure della temperatura di palla-anello T_{pa} (di norma per bitumi stradali risulta pari a 1.25×10^{-4})

La precedente espressione risulta valida se vengono rispettate le seguenti condizioni:

1. la % in volume degli aggregati nella miscela di conglomerato deve essere compresa nell'intervallo 78÷85 %;
2. il tenore di bitume deve assicurare il rivestimento ed il legame di tutti i granuli (senza eccedere);
3. almeno il 50 % del volume totale degli aggregati deve essere costituito da grossi elementi.

Relativamente al calcolo del numero di cicli associati alla propagazione delle fessure determinando una fessurazione superficiale del 10 % è possibile far riferimento alla relazione proposta da Marchionna et al. di seguito enunciata:

$$\Delta N_0 = (E^{\alpha'} \cdot \sigma^{\beta'} \cdot 10^{\gamma'}) \cdot (1.373 \cdot e^{-1.089n} \cdot h^{(-0.152+0.476n)})$$

in cui:

- ΔN_0 numero di cicli di carico riferiti all'asse standard di riferimento che a partire dall'innesco della fessurazione alla base degli strati legati determina la risalita in superficie di fessure interessando il 10 % della pavimentazione
- h spessore degli strati legati
- E modulo pesato degli strati in conglomerato bituminoso in Kg/cm^2
- σ massima tensione di trazione alla base degli strati legati espressa in kg/cm^2
- n parametro dipendente dalla composizione del materiale ricavabile da una prova di creep statico (in media $n=4$ per conglomerati usati dalla società Autostrade)
- α' $(2.43683n)/5$
- β' $(-3.28354n)/5$
- γ' $[(-2.24181n)/5] + 0.847(1-n/5)$



In definitiva il numero totale di passaggi definito considerando lo sviluppo superficiale di una fessurazione estesa al 10 % della superficie stradale è pari a:

$$N_t = N_0 + \Delta N_0$$

Alla luce delle considerazioni precedenti circa la funzione anti-risalita di fessure dei materiali di rinforzi analizzati, la verifica a fatica di sistemi bituminosi rinforzati con geocompositi può essere condotta, in maniera semplificata, considerando che lo stato tenso-deformativo generato all'interno della sovrastruttura sia lo stesso che si riscontra in assenza di rinforzo e tenendo conto della presenza del geocomposito semplicemente introducendo un coefficiente di prestazione del rinforzo k .

Tale coefficiente traduce la risalita ritardata delle fessure sino in superficie e può, in prima approssimazione, essere desunto sulla base di prestazioni misurate in laboratorio ma necessita inevitabilmente di validazione da effettuarsi mediante esperienze in vera grandezza. In definitiva, il numero di cicli a rottura per fatica di un sistema bituminoso rinforzato risulterà pari a:

$$N_t = N_0 + k\Delta N_0$$

Dove N_0 e ΔN_0 sono calcolati attraverso la risoluzione del multistrato elastico senza tener conto della presenza del rinforzo.

Criteri di rottura per materiali non legati

La natura ciclica dei carichi che transitano sulla superficie stradale è tale da produrre sulla sommità degli strati non legati (fondazione e sottofondo) delle tensioni verticali σ_z che possono creare avvallamenti sul piano viabile per effetto di accumulo di deformazioni plastiche ε_z . Tale evenienza è tanto più probabile quanto più elevato è il livello tenso-deformativo trasferito dalla sovrastruttura. Analogamente a quanto visto per le leggi di fatica, esistono diversi criteri per la verifica razionale dello strato di fondazione e sottofondo. Il criterio proposto riprende il modello sviluppato dal Transport Research Laboratory (TRL):

$$\text{Log}_{10}N_z = -7.21 - 3.95 \cdot \text{Log}_{10}\varepsilon_z$$

dove:

N_z è il numero di cicli riferito all'asse standard considerato che causa l'accumulo critico di deformazioni permanenti;

ε_z è la deformazione verticale di compressione sulla sommità dello strato (fondazione o sottofondo).

È doveroso sottolineare che il criterio elaborato dal TRL risulta di norma più cautelativo rispetto ad altri criteri reperibili in letteratura (Centre de Recherches Routiers CRR, Ferrari-Giannini, etc.).



A1.3 PAVIMENTAZIONI ANALIZZATE

Come anticipato, il calcolo razionale è stato effettuato su tre differenti pavimentazioni: la pavimentazione rinforzata effettivamente realizzata lungo il RA11 è stata, infatti, confrontata sia con la soluzione di progetto (medesima pavimentazione senza rinforzo) che con una ipotetica soluzione non rinforzata caratterizzata dal medesimo costo per unità di superficie.

Si ricorda che la pavimentazione rinforzata è stata realizzata mediante fresatura di parte della vecchia pavimentazione (7 cm) fino al raggiungimento dello strato di base con successiva applicazione del geocomposito e stesa dei nuovi strati di collegamento e di usura in conglomerato bituminoso (Figura A.2).

A tal proposito, quindi, la pavimentazione oggetto di calcolo risulta composta da 7 cm di conglomerato bituminoso realizzato con bitume modificato con polimeri SBS, realizzati al di sopra del geocomposito applicato su uno strato di circa 10 cm di conglomerato bituminoso tradizionale fessurato, sovrapposto a sua volta ad uno strato di fondazione in misto granulare stabilizzato di cui si è ragionevolmente ipotizzato uno spessore pari a 30 cm. Tale sovrastruttura poggia su un sottofondo identificato, ai fini del calcolo razionale, come un semispazio omogeneo, isotropo e linearmente elastico.

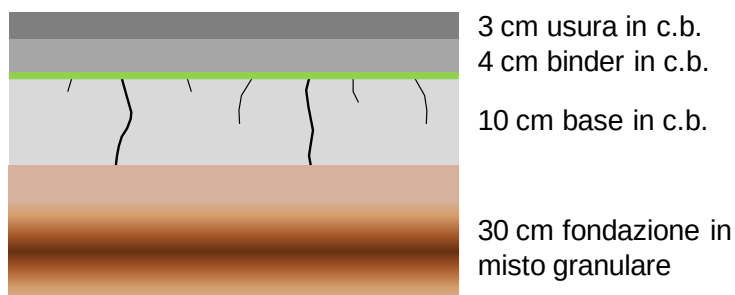


Figura A.2 – Pavimentazione rinforzata

Tale soluzione è stata realizzata come alternativa all'intervento riabilitativo originale di progetto che non prevedeva l'utilizzo di un geocomposito di rinforzo ma si limitava al rifacimento degli strati superficiali di binder e usura per un totale di 7 cm (Figura A.3).

Sulla base dei prezzi unitari effettivamente adottati per i lavori in oggetto, l'inserimento del geocomposito ha comportato un incremento del costo di realizzazione dell'intervento per unità di superficie pari al 36%. Si noti in tal senso che l'adozione del rinforzo permette di risparmiare il costo dovuto all'applicazione della mano d'attacco che risulta superflua, come ampiamente dimostrato, nel caso di superficie rinforzata con il geocomposito oggetto di studio, mentre è assolutamente necessaria nel caso di applicazione diretta dello strato di binder sulla superficie fresata.

In questo caso, il calcolo è stato orientato ad individuare il valore del coefficiente di prestazione k tale per cui l'incremento di costo dovuto all'inserimento del rinforzo risulta più che compensato dal contestuale incremento di vita utile della pavimentazione.

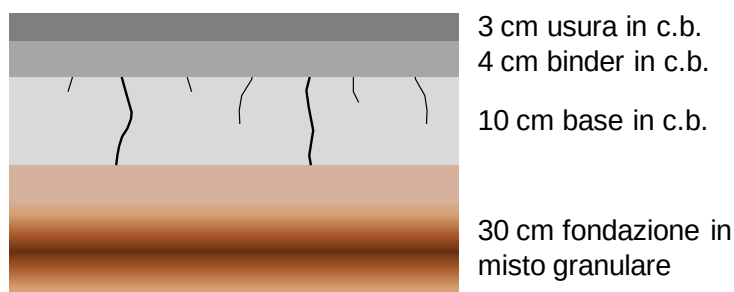


Figura A.3 – Pavimentazione di progetto

Sempre in accordo con i prezzi unitari adottati per i lavori in oggetto, come seconda opzione è stato ipotizzato che la pavimentazione rinforzata oggetto di studio (Figura A.2) sia stata realizzata, a parità di costi, come alternativa ad un intervento di ripristino maggiormente radicale (Figura A.4).

A tal proposito è possibile evincere come l'adozione del rinforzo equivalga, dal punto di vista economico, alla realizzazione di circa 3 cm aggiuntivi di conglomerato bituminoso. In pratica, il costo del geocomposito equivale economicamente alla fresatura di ulteriori 3 cm di pavimentazione con un incremento degli spessori dei nuovi strati rispettivamente pari 2 cm per lo strato di binder e 1 cm per lo strato di usura usura (tenuto sempre conto del fatto che la mano d'attacco viene applicata su superfici non rinforzate ma non viene realizzata su superficie rinforzata).

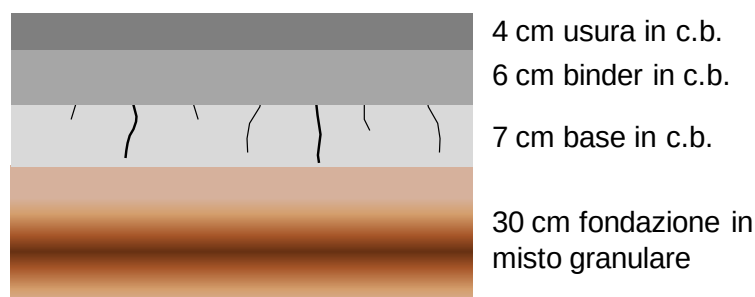


Figura A.4 – Pavimentazione non rinforzata isocosto

In definitiva, la pavimentazione non rinforzata iso-costi si compone di 10 cm di conglomerato bituminoso realizzato con bitume modificato con polimeri SBS, poggianti su 7 cm di conglomerato bituminoso tradizionale fessurato a sua volta realizzato al di sopra di uno strato di fondazione in misto granulare stabilizzato di cui si è ipotizzato uno spessore pari a 30 cm. Tale sovrastruttura poggia su

un sottofondo modellato, ai fini del calcolo razionale, come semispazio omogeneo, isotropo e linearmente elastico.

In questo secondo caso, quindi, il calcolo razionale è stato orientato alla determinazione del coefficiente di prestazione k tale da restituire una vita utile della pavimentazione rinforzata almeno pari a quella della pavimentazione non rinforzata iso-costi. In tal modo, infatti, l'inserimento del geocomposito non comporterebbe un incremento di costi di costruzione garantendo al contempo prestazioni superiori della pavimentazione.

A1.4 PARAMETRI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo sono riportati i parametri di calcolo assunti ai fini della determinazione della vita utile delle pavimentazioni analizzate precedentemente descritte. Si ricorda, a tal proposito, che il fine di tale calcolo è stato orientato seguendo due direzioni parallele:

- da un lato si è cercato di verificare se l'incremento di costo inevitabilmente correlato all'adozione di un geocomposito di rinforzo sia giustificato da un incremento di vita utile della pavimentazione rinforzata;
- dall'altro, si è inteso constatare se la pavimentazione rinforzata sia in grado di garantire prestazioni superiori a quelle di una pavimentazione non rinforzata caratterizzata da uno spessore degli strati in conglomerato incrementato al punto da richiedere lo stesso costo di realizzazione rispetto alla pavimentazione rinforzata di riferimento.

Per quanto riguarda la definizione dell'asse di carico standard il cui numero di passaggi provocherà il collasso strutturale della pavimentazione si è assunto un asse standard da 80 kN a ruote gemellate con carico ripartito uniformemente sulle singole impronte e pressione di gonfiaggio degli pneumatici di 520 kPa. Inoltre, il software BISAR ha consentito di impostare le posizioni all'interno del multistrato elastico per la restituzione del quadro tenso-deformativo da utilizzare per le verifiche illustrate in precedenza. In particolare sono state indagate le profondità relative alle posizioni critiche per ciascuno strato:

- alla base dello strato per quanto riguarda il conglomerato bituminoso di nuova realizzazione;
- in sommità dello strato per quanto riguarda la fondazione ed il terreno di sottofondo.

Per ognuna di queste profondità critiche si è calcolato lo stato tenso-deformativo in corrispondenza di due differenti posizioni:

- in corrispondenza del centro dell'area di impronta di una delle due ruote gemellate dell'asse di carico standard considerato;



- in corrispondenza del punto medio della congiungente i centri delle due suddette aree di impronta.

Per ciascuna profondità di verifica, quindi, è stata selezionata la condizione maggiormente sfavorevole fra le due posizioni sopra indicate.

Per quanto riguarda, invece, le proprietà dei materiali, è necessario stabilire le proprietà meccaniche dei vari strati componenti la sovrastruttura in termini di modulo di Young E e coefficiente di Poisson ν .

Per quanto riguarda il conglomerato bituminoso confezionato con bitume modificato con polimeri SBS, si è fatto riferimento ad una sperimentazione recente nel corso della quale si sono misurate le caratteristiche di rigidità di conglomerati bituminosi realizzati con bitume modificato per strati di base (Figura A.5).

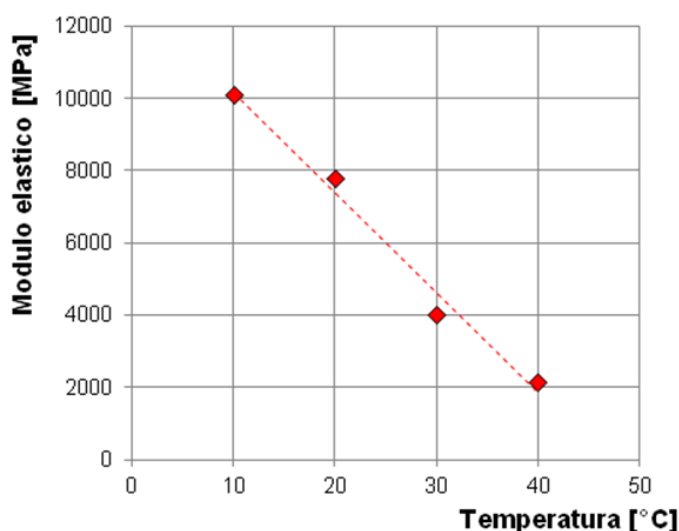


Figura A.5 – Modulo elastico conglomerato bituminoso con bitume modificato

Sulla base dei risultati sperimentali illustrati in Figura A.5 è stato possibile risalire al modulo di rigidità da assegnare allo strato di usura ed allo strato di binder alle varie condizioni stagionali di temperatura. Si noti che anche il coefficiente di Poisson è variabile in funzione della temperatura del materiale.

Difatti, a causa dell'influenza della temperatura sulle proprietà meccaniche del conglomerato bituminoso è fondamentale nel calcolo fissare le condizioni climatiche di riferimento. Tuttavia, poiché queste variano sensibilmente con le stagioni, occorre a parità di pavimentazione, materiali e traffico, ripetere il calcolo considerando almeno quattro periodi distinti.

Nella presente relazione i periodi utilizzati in fase di calcolo sono quattro e fanno riferimento alle diverse stagioni: primavera, estate, autunno ed inverno. In tal senso, con riferimento alla località in oggetto, si sono assunti valori indicativi delle temperature medie dell'aria, facendo riferimento ai rilevamenti mensili della stazione meteorologica di Ascoli Piceno (T_a), in modo da individuare i quattro periodi stagionali omogenei.

A partire dalla temperatura media dell'aria, poi, è possibile stimare la temperatura media della pavimentazione ad una determinata profondità z (T_p) per mezzo della formula di Witczak:

$$T_p = (1,467 + 0,043 \cdot z) + (1,362 - 0,005 \cdot z) \cdot T_a$$

Per quanto riguarda, invece, le caratteristiche meccaniche attribuite allo strato in conglomerato bituminoso tradizionale fessurato si è verosimilmente associato a tale materiale un comportamento intermedio fra quello di un misto cementato fessurato ed un conglomerato bituminoso integro. È stato, inoltre, tenuto in considerazione il fatto che la rigidità di tale materiale deve essere sicuramente inferiore alla metà della rigidità che caratterizza lo stesso materiale in considerazioni integre alla luce del fatto che, convenzionalmente, si assume che l'innescio della fessurazione da fatica avvenga in corrispondenza di un livello di indebolimento del materiale tale da determinare, appunto, il dimezzamento del modulo di rigidità iniziale.

In definitiva, si è assunto per lo strato in conglomerato bituminoso tradizionale fessurato un modulo di rigidità indipendente dalla temperatura e pari a 750 MPa con un coefficiente di Poisson pari a 0.30.

Per lo strato di fondazione in misto granulare e per il sottostante sottofondo si sono, infine, assunte caratteristiche meccaniche tipiche desumibili, per esempio, anche dal catalogo delle pavimentazioni stradali redatto dal CNR.

In tal senso, il modulo di rigidità assunto per la fondazione ed il sottofondo risulta rispettivamente pari a 300 MPa e 90 MPa mentre il corrispondente coefficiente di Poisson è stato assunto rispettivamente pari a 0.35 e 0.40.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali degli strati delle pavimentazioni analizzate assunti alla base del calcolo razionale sono riassunti in Tabella A.1.

Modulo elastico [MPa]	Inverno T=11.3°C	Primavera T=20.0°C	Estate T=32.6°C	Autunno T=23.3°C
Conglomerato bituminoso con bitume modificato	10000	7500	4000	6500
Conglomerato bituminoso fessurato	750			
Misto granulare	300			
Sottofondo	90			
Coefficiente di Poisson	inverno	primavera	estate	autunno
Conglomerato bituminoso con bitume modificato	0.30	0.35	0.40	0.35
Conglomerato bituminoso fessurato	0.30			
Misto granulare	0.35			
Sottofondo	0.40			

Tabella A.1. Parametri di calcolo pavimentazione rinforzata e di progetto

Per quanto riguarda, infine, le caratteristiche dei conglomerati bituminosi di binder ed usura da considerare ai fini della verifica a fatica con le leggi di Verstraeten e Marchionna, tali materiali sono stati considerati come conglomerati bituminosi chiusi di caratteristiche omogenee aventi una percentuale di bitume pari

al 6% riferita al peso degli aggregati ed una percentuale di vuoti residui pari al 5% (§3). Sulla base dei precedenti valori è stata ricavata la percentuale di bitume in volume (V_b) rispetto al volume totale della miscela di conglomerato ($V_b = 0.148 V_{tot}$).

Analisi dei risultati

Coerentemente con i criteri di calcolo proposti e con i parametri assunti per le pavimentazioni analizzate, illustrati nei precedenti capitoli, sono state eseguite le opportune verifiche per la determinazione della vita utile della pavimentazione considerata.

A tal proposito, le Tabelle A.2 - A.3 - A.4 riassumono rispettivamente i risultati ottenuti per la pavimentazione di progetto, per la pavimentazione isocosto non rinforzata e per la pavimentazione rinforzata, in termini di vita utile di ciascuno strato secondo il corrispondente criterio di rottura.

Pavimentazione di progetto		
Materiale	Spessore (cm)	Cicli di carico a rottura
Conglomerato bituminoso	7	3.58E+05
Misto granulare	30	1.75E+06
Sottofondo	-	4.25E+06

Tabella A.2. Cicli di carico a rottura pavimentazione di progetto

Pavimentazione isocosto non rinforzata		
Materiale	Spessore (cm)	Cicli di carico a rottura
Conglomerato bituminoso	10	4.91E+05
Misto granulare	30	3.19E+06
Sottofondo	-	5.77E+06

Tabella A.3. Cicli di carico a rottura pavimentazione isocosto non rinforzata

Pavimentazione rinforzata			
Materiale	Spessore (cm)	Cicli di carico a rottura	
		k = 2	k = 3
Conglomerato bituminoso	7	4.41E+05	5.23E+05
Misto granulare	30	1.75E+06	
Sottofondo	-	4.25E+06	

Tabella A.4. Cicli di carico a rottura pavimentazione rinforzata

Dall'analisi di tali risultati, ottenuti a seguito del calcolo razionale eseguito con il software BISAR, si evince come tutte le pavimentazioni considerate giungano a rottura per effetto del danno da fatica indotto sul materiale legato a bitume. Dal confronto fra la pavimentazione di progetto (Tabella A.2) e quella rinforzata (Tabella A.4) si evince come già per un coefficiente k pari a 2 si registri un incremento di vita utile pari al 23% (360000 contro 440000 passaggi di asse

standard) che diviene addirittura pari al 46% (360000 contro 520000 passaggi di asse standard) per un coefficiente k pari a 3.

Si ricorda, in tal senso, come l'inserimento del geocomposito abbia comportato un incremento di costi di costruzione della pavimentazione pari al 36%. Si evince quindi che, adottando un coefficiente k pari a 3, valore da ritenere cautelativo sulla base dei risultati sperimentali ottenuti in laboratorio, l'incremento dei costi dovuto all'applicazione del rinforzo risultai ampiamente ripagato dal contestuale aumento di vita utile della pavimentazione.

Dal confronto, infine, fra la pavimentazione isocosto non rinforzata (Tabella A.3) e quella rinforzata (Tabella A.4) si evince come, anche in questo caso, un coefficiente k compreso fra 2 e 3, sia già in grado di restituire la medesima vita utile per la pavimentazione rinforzata nonostante si adottino strati in conglomerato bituminoso di spessore totale pari a 7 cm contro i 10 cm della soluzione non rinforzata (riduzione di conglomerato bituminoso pari al 30%).

A conferma dell'attendibilità nella scelta del valore k ed in mancanza di riscontri effettuati attraverso il monitoraggio di applicazioni reali, è utile osservare che le prove flessionali dinamiche condotte nella prima fase della sperimentazione (v. Rapporto Finale 2011) hanno evidenziato come l'applicazione di un geocomposito all'interfaccia abbia comportato uno spiccato incremento della resistenza ai carichi dinamici del sistema bistrato, fornendo un contributo fino a 5 volte maggiore rispetto alla configurazione di controllo non rinforzata.

Analogamente, le prove di fessurazione di riflessione effettuate nell'ambito della presente sperimentazione (§2) hanno restituito prestazioni dei sistemi rinforzati almeno 5 volte superiori a quelle di analoghi sistemi rinforzati.

In ultima analisi, le prove di flessione su 3 punti (3PB) effettuate a due differenti velocità su sistemi realizzati proprio con i materiali prelevati durante la realizzazione del tronco pilota lungo il RA11 (§3) hanno evidenziato energie di rottura circa 3 volte superiori nel caso del sistema rinforzato rispetto al corrispondente sistema non rinforzato.

È utile osservare che i risultati presentati sono stati ottenuti considerando, a favore di sicurezza, il medesimo stato tenso-deformativo all'interno degli strati in conglomerato bituminoso indipendentemente dalla presenza del rinforzo. Inoltre, sempre a favore di sicurezza, il contributo del rinforzo è stato considerato esclusivamente nella fase di propagazione della fessurazione mentre la fase di innesco della fessura (fase predominante nel computo totale dei cicli di carico a rottura) è rimasta invariata nei due casi.

Nel caso, quindi, si riuscisse a tener conto in maniera affidabile del ruolo del rinforzo anche nella precedente fase di innesco della fessura nonché nel calcolo dello stato tenso-deformativo, si potrebbe dimostrare come l'utilizzo del geocomposito sia in grado di garantire un incremento della vita utile ancor più considerevole di quello evidenziato dai calcoli precedenti, giustificandone ancora di più il suo utilizzo. Tale riscontro richiede, tuttavia, il monitoraggio nel tempo di interventi che consentirà di effettuare il confronto in esercizio tra pavimentazioni realizzate con e senza geocomposito.



Nelle precedenti valutazioni, inoltre, si deve considerare che non si è tenuto conto a vantaggio di sicurezza (in quanto difficilmente quantificabile a priori) il contributo impermeabilizzante anti-pumping offerto dal geocomposito.

A1.4 CONCLUSIONI

Il presente allegato è stato redatto con l'intento di fornire un esempio applicativo di dimensionamento razionale di una pavimentazione rinforzata. Tale esempio di calcolo si è ispirato all'intervento di riabilitazione strutturale effettivamente realizzato lungo il Raccordo Autostradale RA11 "Ascoli Piceno-Porto d'Ascoli". Ciononostante, l'esempio di calcolo risulta alquanto utile in quanto suggerisce delle linee guida da seguire per il dimensionamento di casistiche differenti.

In linea generale, l'utilizzo di un rinforzo all'interno di una pavimentazione stradale può essere volto sia ad incrementare le prestazioni della pavimentazione (aumento della vita utile di progetto) che a ridurre gli spessori degli strati che compongono la pavimentazione ai fini di un contenimento generale dei costi di costruzione. Di conseguenza, volendo separare i due aspetti, se il rinforzo è inserito all'interno della sovrastruttura per incrementare le prestazioni della pavimentazione, ne consegue che il suo utilizzo risulta giustificato se si ottiene un innalzamento della vita utile almeno pari all'inevitabile incremento di costo connesso all'introduzione di tale rinforzo. Se, invece, il rinforzo viene introdotto per limitare gli spessori degli strati della pavimentazione, allora il suo utilizzo risulta giustificato se la pavimentazione rinforzata è in grado di garantire le stesse prestazioni (vita utile) della pavimentazione non rinforzata caratterizzata dallo stesso costo di costruzione di quella rinforzata.

Alla luce di tali premesse, il calcolo razionale della pavimentazione illustrato in tale documento è stato sviluppato seguendo due direzioni parallele.

Da un lato, la pavimentazione rinforzata effettivamente realizzata (fresatura di 7 cm di conglomerato bituminoso, stesa del rinforzo al di sopra di 10 cm di conglomerato bituminoso fessurato e rifacimento di 7 cm di conglomerato bituminoso modificato con polimeri) è stata confrontata con la soluzione originale di progetto (anch'essa effettivamente realizzata) la quale ha previsto un intervento identico senza l'utilizzo del rinforzo.

Dall'altro lato, la suddetta pavimentazione rinforzata è stata anche confrontata con un'ipotetica pavimentazione caratterizzata dallo stesso costo di costruzione (fresatura di 10 cm di conglomerato bituminoso e rifacimento di 10 cm di conglomerato bituminoso modificato con polimeri).

Il calcolo razionale di una pavimentazione è stato basato, come da prassi, sulla teoria del multistrato elastico in accordo con la quale la pavimentazione viene schematizzata come sovrapposizione di strati rappresentativi di materiali omogenei, isotropi e linearmente elastici. In mancanza di strumenti di modellazione affidabili del rinforzo all'interno del multistrato elastico, si è deciso, a favore di sicurezza, di non tener conto della presenza del rinforzo stesso per il calcolo



dello stato tenso-deformativo generato all'interno della pavimentazione dal passaggio di un asse standard da 80 kN e pressione di gonfiaggio degli pneumatici pari a 520 kPa.

Il ruolo del rinforzo interviene, in questa schematizzazione di calcolo, nelle successive verifiche a rottura degli strati della pavimentazione. In particolare, il rinforzo sarà responsabile di un innalzamento delle prestazioni nei confronti della fatica del sistema bituminoso all'interno del quale risulta inserito. Per operare, anche in questo caso, a favore di sicurezza, si è ipotizzato che il rinforzo non influenzi il processo di innesco della fessurazione da fatica ma entri in gioco solamente nel ritardare il fenomeno di propagazione di tale fessurazione verso la superficie.

A tal fine, si è scelto di verificare lo strato di conglomerato bituminoso nei confronti del fenomeno della fatica utilizzando il criterio di rottura proposto da Verstraeten e da Marchionna et al. Tale criterio è in grado, infatti, di determinare separatamente il numero di cicli di carico necessario all'innesco per l'innesco della fessurazione (fase preponderante) e quello necessario, invece, per la propagazione di tale fessurazione.

In definitiva, ai fini del calcolo in oggetto, il ruolo del rinforzo viene schematizzato con l'introduzione di un coefficiente di prestazione k che amplifica il numero di cicli necessari per la propagazione in superficie della fessurazione da fatica innescatasi alla base degli strati legati.

Una volta ipotizzate, in maniera ragionevole, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti le pavimentazioni analizzate, si è proceduto con il calcolo razionale delle tre pavimentazioni e con la successiva verifica a rottura non solo degli strati legati a bitume ma anche degli strati non legati di fondazione e sottofondo.

Dapprima sono state confrontate le due soluzioni (rinforzata e non rinforzata) realmente realizzate lungo il tronco pilota del RA11. Si ricorda, in tal senso, che, sulla base dei prezzi unitari effettivamente adottati, l'introduzione del rinforzo ha comportato un incremento di costi per unità di superficie del 36%.

Il dimensionamento razionale, di contro, indica che anche adottando un coefficiente k ridotto ($k = 2 \div 3$) l'incremento di costo viene ampiamente compensato dall'innalzamento della vita utile dovuto alla presenza del rinforzo (adottando un k pari a 3 si ottiene un incremento della vita utile pari al 46%), nonostante tale incremento di numero di cicli di carico a rottura sia stato calcolato ampiamente a favore di sicurezza.

Considerazioni analoghe emergono, infine, anche dal confronto fra le due pavimentazioni (rinforzata e non rinforzata) iso-costi. Difatti, il calcolo razionale delle sovrastrutture e la loro successiva verifica a rottura dimostrano che l'inserimento del rinforzo, al quale associare un coefficiente di prestazione k inferiore a 3, sarebbe stato in grado, in quelle condizioni specifiche, di ridurre di 3 cm (-30%) l'intervento di riabilitazione degli strati superficiali in conglomerato bituminoso salvaguardando sia i costi di costruzione che le successive prestazioni in esercizio.



Bibliografia

- [1] Beranek D.A.: *"Use of geogrids in pavement construction"*, Department of the Army U.S., Army corps of Engineers Washington, D.C. Technical Letter No. 1110-1-188, 2002.
- [2] Brown S. F., Brunton J. M., Hughes D. A. B. and Brodrick B. V.: *"Polymer grid reinforcement of asphalt"*, Asphalt Paving Technology, Vol. 54, 1985, pp 18-44.
- [3] Brown S.F., Thom N.H. and Sanders P.J.: *"A study of grid reinforced asphalt to combat reflection cracking"*, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 70, 2001, pp 543-569.
- [4] Caltabiano M. A. and Brunton J. M.: *"Reflection cracking in asphalt pavement"*, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 60, 1991, pp 310-330.
- [5] Sobhan K., Crooks T. Tandon V. and Mattingly: *"Laboratory simulation of the growth and propagation of reflection cracks in geogrid reinforced asphalt overlay"*, Proceedings of the 5th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Limoges, 2004.
- [6] Mostafa M. E. and Al-Qadi I. L.: *"A simplified overlay design model against reflective cracking utilising service life prediction"*, Proceedings of the 82nd TRB Annual meeting, Washington, D.C., 2003.
- [7] Montestruque G., Rodrigues R., Nods M. and Elsing A.: *"Stop of reflective crack propagation with the use of PET geogrid as asphalt overlay reinforcement"*, Proceedings of the 5th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Limoges, 2004.
- [8] Komatsu T., Kikuta H. Tuji Y. and Muramatsu E.: *"Durability assessment of geogrid-reinforced asphalt concrete"*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, 1998, pp 257-271.
- [9] Austin R. A. and Gilchrist A. J. T.: *"Enhanced performance of asphalt pavements using geocomposites"*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, 1996, pp 175-186.
- [10] Ling, H.I, Liu, Z.: *"Performance of geosynthetic-reinforced asphalt pavements"*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, Issue 2, 2001, pp 177-184.
- [11] Shukla S.K., Yin J.-H.: *"Functions and Installation of Paving Geosynthetics"*, Proceedings of the 3rd Asian Regional Conference on Geosynthetics, Seoul, 2004.
- [12] Bocci M., Grilli A., Santagata F.A. and Virgili A.: *"Influence of reinforcement geosynthetics on flexion behaviour of double-layer bituminous systems"*, Proceedings of the International Conference on Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials, Athens, 2007.
- [13] Al-Qadi, I.L., Tutumler, E., Dessouky, S., Kwon, J.: *"Responses of geogrid-reinforced flexible pavement to accelerated loading"*, Proceed-



- ings of the Conference on Advanced Characterisation of Pavement and Soil Engineering Materials, Athens, 2007.
- [14] Khodaii, A., Fallah, S., Moghadas Nejad, F.: *“Effect of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays”*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, 2008, pp. 1-8.
 - [15] Lee, S.J.: *“Mechanical performance and crack retardation study of a fiberglass-grid-reinforced asphalt concrete system”*. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 35, 2008, pp. 1042-1049.
 - [16] Powell, R.B.: *“Installation and performance of a fiberglass geogrid interlayer on the NCAT Pavement Test Track”*. Proceedings of the 6th RILEM Conference on Cracking in Pavements, Chicago, 2008.
 - [17] Zamora-Barraza, D., Calzada-Peréz, M., Castro-Fresno, D., Vega-Zamanillo, A.: *“Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone”*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 29, 2011, pp. 130-136.
 - [18] Lytton R. L.: *“Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphaltic concrete”*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 8, 1989, pp. 217-237.
 - [19] Zamora-Barraza, D., Calzada-Peréz, M., Castro-Fresno, D., Vega-Zamanillo, A.: *“New procedure for measuring adherence between a geosynthetic material and a bituminous mixture”*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, 2010, pp. 483-489.
 - [20] Canestrari, F., Grilli, A., Santagata, F. A., Virgili, A.: *“Interlayer Shear Effect of Geosynthetic Reinforcements”*. Proceedings of the 10th International Conference on Asphalt Pavements, Québec City, 2006.
 - [21] Ferrotti, G., Canestrari, F., Virgili, A., Grilli, A.: *“A strategic laboratory approach for the performance investigation of geogrids in flexible pavements”*. Construction and Building Materials, Vol. 25, Issue 5, 2011, pp. 2343–2348.
 - [22] Ramberg Steen, E.: *“Road maintenance: causes to highlight when choosing in between geosynthetics”*. Proceedings of the 3rd International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements, Thessaloniki, 2002.
 - [23] Vanelstraete, A. and De Visscher, J.: *“Long term performance on site of interface systems”*. Proceedings of the 5th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Limoges, 2004.
 - [24] Gillespie, R. and Roffe, J.-C.: *“Fibre-dec: a fibre-reinforced membrane to inhibit reflective cracking”*. Proceedings of the 3rd International Conference on Bituminous Mixtures and Pavements, Thessaloniki, 2002.
 - [25] De Bondt A.H., Scarpas A., *“Reflective cracking control via stress-relieving systems”*, Proceedings of the 3rd International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements, Maastricht, 1996.
 - [26] Woodside A.R., McIlhagger R., Woodward W.D.H., Clements H.W., *“The effect of emulsion tack coat rate on the performance of the stress absorbing membrane interlayers”*, Proceedings of the 2nd World Congress on Emulsion, Bordeaux, 1997.



- [27] Santagata E., Canestrari F., Santagata F.A., *“Laboratory Shear Testing of Tack Coat Emulsion”*, Proceedings of the 1st World Congress on Emulsion, Paris, 1993.
- [28] Canestrari F., Santagata E., *“Analisi sperimentale e modelli teorici per lo studio del comportamento a taglio delle interfacce nei sistemi bituminosi multi-strato”*, Le Strade, Vol. 1/94, 1994.
- [29] Santagata E., Canestrari F., *“Tensile and shear tests of interfaces in asphalt mixes: a new prospective on their failure criteria”*, Proceedings of 2nd International Symposium Highway Surfacing, Ulster, 1994.
- [30] Bocci M., Canestrari F., *“Influence of the old pavement surface conditions on the effectiveness of tack coat emulsions”*, Proceedings of the 2nd World Congress on Emulsions, Bordeaux, 1997.
- [31] Canestrari F., Santagata E., *“Temperature effects on the shear behaviour of tack coat emulsions used in flexible pavements”*, International Journal of Pavement Engineering, Vol. 6, Issue 1, 2005, pp. 39-46.
- [32] Canestrari F., Ferrotti G., Partl M. N., Santagata E., *“Advanced Testing and Characterization of Interlayer Shear Resistance”*, Transportation Research Record, Vol. 1929, 2005, pp. 69-78.
- [33] Baaj H., Di Benedetto H. and Chaverot P., *“Fatigue of mixes: an intrinsic damage approach”*, Proceedings of the 6th International RILEM symposium on performance testing and evaluation of bituminous materials – PTEBM '03, Zurich, 2003.
- [34] Baaj H., Di Benedetto H., de la Roche C. and Lundstrom R., *“Fatigue of bituminous mixtures”*, Materials and Structures, Vol. 37, 2004, pp. 202-216.
- [35] Virgili A., Canestrari F., Grilli A., Santagata F.A., *“Repeated load test on bituminous systems reinforced by geosynthetics”*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, Issue 3, 2009, pp.187-195.
- [36] Ferrotti G., Canestrari F., Pasquini E., Virgili A., *“Experimental evaluation of the influence of surface coating on fiberglass geogrid performance in asphalt pavements”*, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 34, 2012, pp. 11-18.
- [37] Pasquini E., Bocci M., Ferrotti G., Canestrari F., *“Laboratory characterization and field validation of geogrid-reinforced asphalt pavements”* Road Materials and Pavement Design, Vol. 14, Issue 1, 2013, pp. 17-35.



Norme Tecniche di Riferimento

UNI/TS 11214, “Proprietà meccaniche delle pavimentazioni stradali ed aeroportuali – Caratterizzazione prestazionale a taglio delle interfacce – Metodo di prova ASTRA”, (2007).

UNI EN 12697-1, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 1: Contenuto di legante solubile”, (2006).

UNI EN 12697-6, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 6: Determinazione della massa volumica in mucchio di provini bituminosi”, (2008).

UNI EN 12697-8, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 8: Determinazione delle caratteristiche dei vuoti di provini bituminosi”, (2003).

UNI EN 12697-31, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 31: Preparazione del provino con pressa giratoria”, (2007).

UNI EN 12697-33, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 33: Provino preparato con compattatore a rullo”, (2007).

prEN 12697-48, “Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 48: Interlayer Bonding”, (2011).

UNI EN 12697-5, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 5: Determinazione della massima densità”, (2010).

UNI EN 12697-22, “Miscele bituminose - Metodi di prova per conglomerati bituminosi a caldo - Parte 22: Metodo della traccia delle ruote (wheel tracking)”, (2007).

