

Università degli Studi di Bologna

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

DICAM

Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI RINFORZI BITUMINOSI INTERSTRATO TRAMITE PROVE A FATICA DI TAGLIO DIRETTO LEUTNER

*TESI di LAUREA MAGISTRALE in INGEGNERIA CIVILE ad
indirizzo INFRASTRUTTURE VIARIE e TRASPORTI*

Tesi di Laurea di:

Francesco Tullini

Relatore:

Dott. Ing. Cesare Sangiorgi

Correlatori:

Arch. Luciano Lunardi

Dott. Ing. Matteo Pettinari

Anno Accademico 2010/2011

PAROLE CHIAVE:

conglomerato bituminoso
emulsioni bituminose
interstrati sintetici
collegamento
strati
Leutner test dinamico
Resistenza a fatica

INDICE

INTRODUZIONE	1
1. IL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE	
1.1. LA PAVIMENTAZIONE STRADALE	
1.1.1. Il pacchetto stradale	3
1.1.2. I materiali impiegati	6
1.1.3. La posa in opera	9
1.2. IL FENOMENO DEL DISTACCO TRA GLI STRATI	
1.2.1. Il degrado della pavimentazione stradale HMA: Base	10
1.2.2. Il distacco tra gli strati bituminosi: come si manifesta	13
1.2.3. Il distacco tra gli strati bituminosi: cause	16
1.2.4. Il distacco tra gli strati bituminosi: effetti	31
2. ANALISI TEORICA DEL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI	
2.1. INTRODUZIONE	35
2.2. STUDIO DELLE DISTRIBUZIONI TENSO-DEFORMATIVE	
2.2.1. Influenza delle condizioni di interfaccia sulla distribuzione tensionale e deformativa nel pacchetto	37
2.2.2. Modellazione numerica del collegamento tramite codice BISAR	44
2.3. ANALISI DEL COLLEGAMENTO ALL'INTERFACCIA	
2.3.1. Introduzione all'analisi	50
2.3.2. Fattore a): l'ingranamento tra gli strati	53

2.3.3. Fattori b) e c): adesione e coesione dei bitumi nei conglomerati	63
2.3.4. Fattore d): adesione e coesione del bitume della mano d'attacco	90
2.4. CONCLUSIONI	101
3. STUDI SPERIMENTALI, TEST E NORMATIVE SUL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI	
3.1. STUDI SPERIMENTALI IN LETTERATURA	
3.1.1. Introduzione	103
3.1.2. Uzan J., Livneh M. e Eshed Y. "Investigation of Adhesion properties between Asphaltic-Concrete Layers"	103
3.1.3. Tschegg E.K., Kroyer G., Tan D., Stanzl-Tschegg S.E. e Litzka J., "Investigation of Bonding between Asphalt Layers on Road Construction"	107
3.1.4. Partl M.N. e Raab C., "Shear Adhesion between top layers of fresh asphalt pavements in Switzerland"	110
3.1.5. Romanoschi S.A. e Metcalf J.B., "The characterization of pavement layer interfaces"	115
3.1.6. Mohammad L.N., Raqib M.A., Wu Z., Huang B., "Measurement of Interlayer Bond Strength through Direct Shear Tests"	121
3.1.7. Canestrari F., Ferrotti G., Santagata E., Santagata F.A., "Interpretazione del Ruolo delle Mani d'attacco nelle Pavimentazioni Flessibili"	123

3.1.8. C. Sangiorgi, “Analisi sperimentale e teorica dei meccanismi di collegamenti con leganti bituminosi degli strati di conglomerato bituminoso delle pavimentazioni stradali”	129
3.2. I TEST ESISTENTI PER VALUTARE IL COLLEGAMENTO	
3.2.1. Introduzione	138
3.2.2. Metodi “distruttivi”	138
3.2.3. Metodi “non-distruttivi”	157
3.3. LE NORME E LE SPECIFICHE LEGATE AL COLLEGAMENTO	
3.3.1. Introduzione	164
3.3.2. Norme specifiche in alcuni paesi europei	165
3.4. CONCLUSIONI	180
4. LEUTNER SHEAR TEST STATICO E DINAMICO	
4.1. INTRODUZIONE	183
4.2. LEUTNER SHEAR TEST STATICO	184
4.3. LEUTNER SHERA TEST DINAMICO	190
5. FASE SPERIMENTALE	
5.1. INTRODUZIONE	197
5.2. REALIZZAZIONE DEL SITO SPERIMENTALE	198
5.3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IMPIEGATI	204
5.3.1. Strato di binder	204
5.3.2. Strato di usura	205
5.3.3. Mano di attacco in emulsione bituminosa	205
5.3.4. Membrana prebituminata Liferoad	207

5.3.5. Membrana prebituminata Pluragrid	207
5.3.6. Membrana Mineral Vuzeta PL	209
5.4. PROVA LEUTNER STATICA	
5.4.1. Introduzione	210
5.4.2. Definizione dei parametri della curva di rottura	210
5.4.3. RISULTATI DELLE PROVE LEUTNER STATICHE	
5.4.3.1. Prove statiche su interfaccia con emulsione bituminosa	213
5.4.3.2. Prove statiche su interfaccia con Liferoad	215
5.4.3.3. Prove statiche su interfaccia con Pluragrid	217
5.4.3.4. Confronto tra i risultati dei test statici	219
5.5. PROVA LEUTNER DINAMICA	
5.5.1. Introduzione	223
5.5.2. Criteri di validazione dei dati ottenuti	224
5.5.3. RISULTATI DELLE PROVE LEUTNER DINAMICHE	
5.5.3.1. Prove dinamiche su interfaccia in e. b.	225
5.5.3.2. Prove dinamiche su interfaccia in Liferoad	225
5.5.3.3. Prove dinamiche su interfaccia in Pluragrid	228
5.5.4. Confronto tra le curve di fatica di Liferoad e Pluragrid	230
5.5.5. Analisi dei meccanismi di rottura	231
6. CONCLUSIONI	
6.1. INTRODUZIONE	238
6.2. RISULTATI LEUTNER SHEAR TEST STATICO	239
6.3. RISULTATI LEUTNER SHEAR TEST DINAMICO	240
6.4. VALIDAZIONE DEL LEUTNER SHEAR TEST DINAMICO	242

BIBLIOGRAFIA

INTRODUZIONE

La ricerca nel campo delle sovrastrutture stradali, negli ultimi anni, ha posto particolare attenzione al problema del collegamento tra i diversi strati delle pavimentazioni flessibili: da studi più o meno recenti è stato dimostrato come un buon collegamento è condizione necessaria affinché i carichi dinamici agenti sulla strada, vengano ripartiti in modo omogeneo a tutto il pacchetto stradale. Ricerche condotte alla metà degli anni ottanta dal prof. S.F. Brown e J.M. Brunton in Inghilterra, hanno dimostrato che, per garantire la necessaria capacità portante della struttura e, conseguentemente una più lunga vita di servizio, è essenziale che sia garantito anche un buon collegamento tra gli strati del pacchetto stradale. Oltre ad una riduzione della capacità portante, uno scarso collegamento riduce il Livello di Servizio della strada. Le rotture per scorrimento reciproco degli strati sono eventi frequenti, così come il manifestarsi di buche per asportazione dello strato superficiale può rendere la strada estremamente pericolosa.

Per testare il collegamento tra gli strati bituminosi la ricerca fa uso di una apparecchiatura tedesca denominata Leutner Shear Test, specificatamente costruita in Germania alla fine degli anni settanta. Tra i vantaggi di questa prova vi è la velocità di realizzazione, ma presenta un limite evidente: non è in grado di valutare la resistenza a fatica dell'interfaccia, perché, nella configurazione impiegata finora, non consente di applicare un carico tagliente dinamico simile a quello prodotto in sito dal traffico veicolare.

Lo studio oggetto di questa tesi di laurea magistrale ha lo scopo di valutare l'utilizzo di un nuovo test che consenta di misurare la resistenza a fatica delle interfacce tra gli strati in conglomerato bituminoso. Questo si è reso possibile posizionando l'attrezzatura Leutner all'interno della pressa dinamica MatTA da 5 kN, presente presso il laboratorio di Strade dell'Università di Bologna.

Lo studio della resistenza a fatica delle interfacce bituminose fa parte di un progetto più ampio che si pone l'obiettivo di valutare l'impiego delle membrane bituminose per limitare la riflessione delle fessure negli interventi di ripristino degli strati superficiali.

La ricerca oggetto di questa tesi di laurea è volta a valutare se la presenza di un interstrato sintetico, all'interfaccia tra binder e usura, porti allo scadimento del collegamento e come questo interagisca con il conglomerato bituminoso.

Lo studio è stato condotto su campioni prelevati da un sito sperimentale realizzato presso la sede della società Sintexcal SpA di Ferrara: sono state messe a confronto diverse configurazioni di interfaccia, sia con emulsione, sia con membrane prebituminate, ma soprattutto è stato possibile confrontare i risultati della prova Leutner statica, con la prova Leutner Dinamica qui proposta per la prima volta.

CAPITOLO 1

IL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI DELLA PAVIMENTAZIONE STRADALE

1.1 LA PAVIMENTAZIONE STRADALE

1.1.1 Il pacchetto stradale

Una pavimentazione stradale, sia essa flessibile o semi-rigida, è tradizionalmente costituita da più strati sovrapposti di materiali differenti, composti da miscele di aggregati lapidei e leganti, a formare una vera e propria struttura frapposta tra i carichi ed il terreno in posto; tale struttura prende anche il nome di Sovrastruttura Stradale; la serie di strati costituenti ha in genere, una ossatura litica con dimensione degli elementi decrescente dal basso verso l'alto, a fronte di una qualità crescente delle caratteristiche meccaniche degli inerti stessi e della miscela che li comprende.

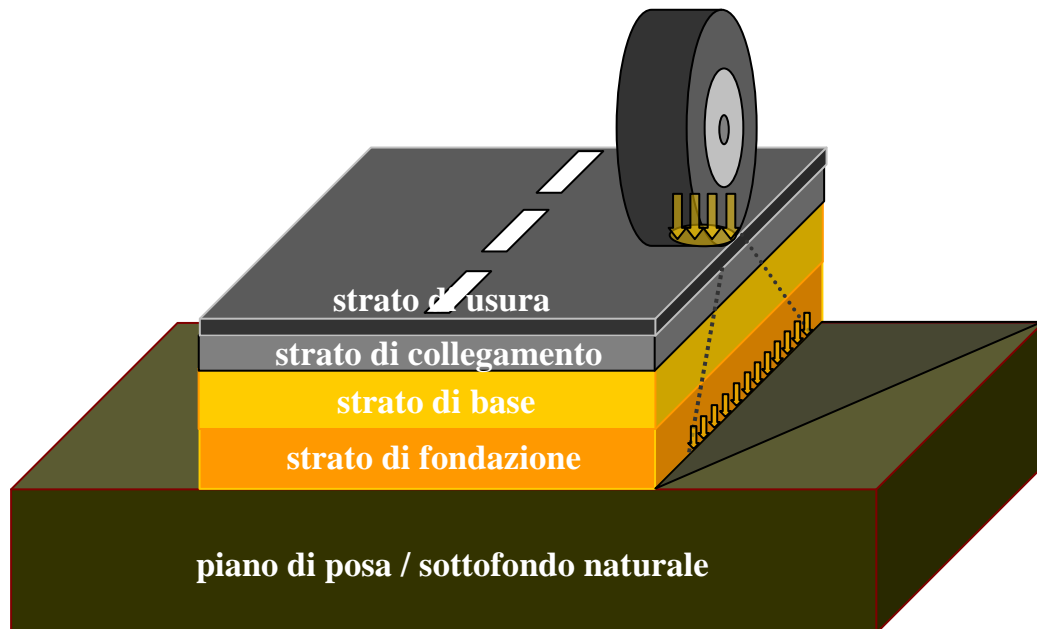


Figura 1.1: Schema di pavimentazione stradale flessibile.

A ciascuno strato viene storicamente attribuita una funzione precipua e, conseguentemente, una caratterizzazione dimensionale, in termini di spessore ed una meccanica, in termini di resistenza alle sollecitazioni del materiale in esercizio. Prima di descrivere brevemente ciascuno strato, si ricorda che il ruolo primario della sovrastruttura stradale è quello di distribuire sul piano di posa, ripartendoli convenientemente, gli sforzi dovuti ai carichi del traffico e che, per tale motivo, essa dovrà avere uno spessore tale per cui le pressioni trasmesse al suolo siano sufficientemente ridotte e non superino quelle critiche del terreno (si veda la figura 1.1 riferita al caso di una pavimentazione stradale flessibile).

In generale, a partire dal piano di posa, si possono trovare i seguenti strati:

- uno strato di fondazione di 30÷40 cm, posato sul terreno naturale in posto o di bonifica o sul piano finito del rilevato stradale, generalmente costituito da una miscela selezionata di inerti non legati aventi una granulometria assortita; esso ha in primo luogo, la funzione statica di ripartizione dei carichi, ma funge anche da elemento di separazione tra il terreno di sottofondo ed i materiali superficiali più pregiati; in tale senso ostacola anche la risalita capillare dell'acqua e la contaminazione degli strati sovrastanti da parte delle particelle fini del sottofondo;
- uno strato di base di 20÷25 cm, che nel caso di sovrastruttura flessibile, è costituito da conglomerato bituminoso con dimensione nominale degli aggregati di solito inferiore a quella dello strato di fondazione; esso è chiamato a resistere a fenomeni tipici di fatica essendo uno strato inflesso e prevalentemente sottoposto a sollecitazioni di trazione; riveste altresì un ruolo fondamentale nella limitazione del fenomeno dell'ormaiamento superficiale in base alla sua maggiore o minore cedevolezza;
- uno strato di collegamento o binder di 7÷10 cm, in conglomerato bituminoso, avente la funzione di collegare lo strato di base e lo strato d'usura; esso presenta aggregati di dimensione nominale intermedia (20÷25 mm);

- uno strato di usura, o manto d'usura di 3÷4 cm, in conglomerato bituminoso; su di esso gravano direttamente le sollecitazioni indotte dai pneumatici dei veicoli, soprattutto in fase di accelerazione e decelerazione; una funzione fondamentale dello strato di usura è legata al fatto che, la superficie d'estradosso costituisce il piano viabile della sovrastruttura, sul quale debbono essere garantite caratteristiche di aderenza e regolarità indispensabili per il moto e per la sicurezza stradale; per tale motivo sono richieste elevate caratteristiche di resistenza all'urto ed all'abrasione degli inerti, una certa tenacità del legante ed una opportuna rugosità della superficie finita; assieme allo strato di collegamento, l'usura ha anche la funzione di impedire la dannosa percolazione dell'acqua di superficie verso gli strati profondi, qualora non sia stata appositamente progettata come drenante. In quest'ultimo caso occorre una impermeabilizzazione bituminosa ad hoc.

Frequentemente, strato di collegamento e strato di usura vengono identificati, nel complesso, col termine di strati superficiali. Gli spessori appena descritti per il caso di una pavimentazione stradale flessibile, sono puramente indicativi.

Come già accennato, i compiti basilari della pavimentazione sono essenzialmente due: il trasferimento delle sollecitazioni indotte dai carichi mobili o statici al sottofondo naturale (sostentamento del veicolo) e la realizzazione di un piano viabile regolare e sicuro, ossia tale da garantire sia l'aderenza e quindi il moto, sia il comfort di marcia (sicurezza e regolarità del moto) per i veicoli che la percorrono. Se l'importanza del sostentamento e dell'aderenza era già conosciuta fin dalla costruzione delle strade consolari dell'Impero romano, la richiesta di comfort segue, ad oggi, lo sviluppo dei veicoli su gomma, sempre più performanti e tecnologicamente avanzati. Le modalità con le quali la pavimentazione svolge i compiti teste descritti sono dipendenti da molteplici fattori legati essenzialmente alla progettazione della sovrastruttura stradale stessa. In particolare, si evidenzia l'importanza dei

materiali utilizzati e della loro configurazione di esercizio in opera, ovvero l'insieme degli strati secondo i quali il pacchetto è organizzato ed i relativi spessori.

La scelta dei materiali da impiegare nella costruzione e degli spessori da adottare viene fatta dal progettista sulla base dei volumi di traffico previsti, delle condizioni climatiche del luogo, della vita utile richiesta alla sovrastruttura e dei fondi a disposizione dell'ente proprietario della strada, nonché della natura dell'intervento da realizzare. Occorre, infatti, tener presente che la maggior parte degli interventi costruttivi sono di tipo manutentivo, ossia tali per cui al più, vengono ripristinati soltanto gli strati superficiali del pacchetto. Ecco che molto spesso, lo schema della sovrastruttura stradale originaria viene modificato con la posa di nuovi materiali, in modi e tempi diversi, con diversi spessori e a volte con la presenza di griglie e geocompositi. Sono frequenti carotaggi di pavimentazioni che rivelano la storia del pacchetto stradale stesso, ove è possibile identificare strati multipli posati in anni successivi con o senza fresatura od applicazioni di irruvidimento e risagomatura quali trattamenti superficiali o microtappeti a freddo.

1.1.2 I materiali impiegati

La figura 1.2 rappresenta il margine di una pavimentazione stradale in costruzione. Osservandola ci si rende conto della eterogeneità dei materiali impiegati a stretto contatto tra loro. Il passaggio dal terreno naturale del piano di fondazione al conglomerato bituminoso, spesso modificato, dello strato di usura appare graduale.

La fondazione generalmente in misto granulare o stabilizzato granulometrico è uno strato definibile come non legato, in quanto non vengono impiegati leganti. Tuttavia, le caratteristiche di assortimento della curva granulometrica che lo contraddistingue conferiscono al materiale in opera spiccate proprietà di

compattezza e di portanza. Oltre ad una precisa configurazione geometrica, gli elementi litici che compongono la fondazione debbono anche rispondere a determinati requisiti fisici e meccanici al fine di garantire il soddisfacimento dei compiti che lo strato deve assolvere. Ecco che, la scelta degli inerti, non può essere casuale, ma deve sottostare a precise regole e norme. Lo stesso accade per gli inerti presenti nei conglomerati bituminosi che compongono gli strati soprastanti. Basti pensare all'importanza delle prove di abrasione ed urto per gli aggregati dello strato di usura.



Figura 1.2: Margine di una pavimentazione in costruzione.

La richiesta di un piano viabile durevole, regolare e compatto oltre che impermeabile ed insensibile strutturalmente alla presenza di acqua, ha comportato la necessità di legare tra loro gli inerti con un legante che fosse in primo luogo anidrofilo e chimicamente compatibile con gli aggregati ed, in secondo luogo, relativamente poco costoso, alla luce dei grandi quantitativi da impiegare. Il bitume, già raccolto naturale da affioramenti ed impiegato nella costruzione delle antiche strade romane, svolge ancora oggi egregiamente il proprio compito di legante, pur se attualmente ottenuto dalla distillazione frazionata del petrolio. Risale al 1901, a Lugo di Romagna, la realizzazione

della prima strada catramata italiana, nella quale al posto del bitume era impiegato il “catrame liquido del gas”, oggi notoriamente escluso dalle lavorazioni. I conglomerati bituminosi attuali sono, a parte la differente natura del legante, concettualmente simili ai “neri” di allora. Oggi si studiano le curve granulometriche, i bitumi modificati, le percentuali ottime di bitume ed i rapporti volumetrici al fine di ottenere una miscela che, se correttamente posata in opera, garantisca determinate prestazioni durante tutta la vita utile della pavimentazione.

Un'altra innovazione rispetto al passato prevede l'impiego di materiali sintetici con funzione di rinforzo all'interno del pacchetto stradale. Attraverso l'impiego di griglie in polietilene, in fibra di vetro e di reti metalliche è possibile migliorare le prestazioni della sovrastruttura stradale. Tra i geocompositi vi sono le membrane prebituminate, da porre in opera tra gli strati più superficiali ed in grado di fornire rinforzo alla pavimentazione senza necessitare l'applicazione della mano d'attacco in emulsione bituminosa.

Questa tecnologia introduce il problema affrontato in questa tesi di laurea, cioè quello di valutare l'effettiva efficacia di questi rinforzi ed, in particolare, la capacità di queste membrane di garantire un adeguato collegamento degli strati.

Nella descrizione delle fasi di costruzione della pavimentazione, si è tralasciata volutamente la fase di applicazione della mano d'attacco bituminosa all'interfaccia tra gli strati in conglomerato bituminoso, al fine di evidenziare la scarsa importanza attribuitagli dai capitolati e dalle prescrizioni di molti paesi europei tra i quali anche l'Italia. Ad oggi infatti, non esistono in Italia, indicazioni e riferimenti su cui basare l'operazione di applicazione delle mani d'attacco, né tantomeno sono descritte prove per verificarne l'efficacia in esercizio. Tutto ciò fa intendere, come la valutazione del collegamento offerto da una membrana sia un argomento ancora poco conosciuto all'interno delle normative Italiane e non solo.

Diversi studi a livello internazionale hanno dimostrato l'importanza del collegamento tra gli strati della pavimentazione stradale nei confronti della vita utile della sovrastruttura. Per questo motivo all'interno di questa tesi di laurea si valuta l'introduzione di un nuovo test a fatica in grado di dare maggiori indicazioni sulla resistenza nel tempo delle interfacce tra gli strati, in particolare quando sia prevista la messa in opera di una membrana bituminosa avente funzione di rinforzo.

1.1.3 La posa in opera

Il processo di costruzione della sovrastruttura stradale prevede alternativamente più fasi di stesa e compattazione dei materiali del pacchetto, secondo gli schemi di progetto. Ciascuno strato deve essere opportunamente sagomato sia trasversalmente, sia longitudinalmente al fine di ottenere un sistema multistrato finito in grado di smaltire le acque ed i detriti presenti sul piano viabile. Dopo la preparazione del piano di posa del pacchetto, che prevede anche la verifica tramite prove specifiche della capacità portante, viene steso il materiale dello strato di fondazione. Trattandosi di materiale grossolano arido e non legato, esso viene convenientemente distribuito sulla superficie tramite motograder e compattato con rulli statici e vibranti fino al raggiungimento degli spessori richiesti ed della densità minima necessaria determinata in laboratorio. La successiva posa e compattazione dei conglomerati bituminosi è una procedura relativamente semplice, ma che richiede particolare attenzione in quanto legata alla variabile temperatura. Come noto, le caratteristiche reologiche del bitume impiegato e, conseguentemente, del conglomerato con esso confezionato, sono strettamente legate alla temperatura. Infatti, per poter essere posato in opera, un tradizionale conglomerato bituminoso a caldo, deve essere prodotto ad una temperatura superiore ai 150÷160°C. Generalmente, la compattazione del

conglomerato deve essere completata quando esso si trova ancora a temperature non inferiori ai 130°C. Inoltre, con l'avvento dei bitumi modificati aventi viscosità talvolta anche molto elevate, le temperature di posa comunemente adottate debbono essere superate fino a raggiungere valori ottimali spesso suggeriti direttamente dal produttore di bitume. Ecco che, al fine di ottenere gli spessori, le densità e le percentuali di vuoti necessari, le temperature del conglomerato sulla vibrofinitrice ed a tergo dei rulli compattatori dovrebbero essere controllate con regolarità durante l'esecuzione dei lavori. Le vibrofinitrici ed i rulli compattatori di nuova generazione prevedono dispositivi in grado di misurare in continuo la temperatura e l'addensamento raggiunto dal materiale, consentendo di calibrare direttamente i parametri di stesa quali temperature delle piastre finitrici e velocità di avanzamento. Il fine è ovviamente sempre quello di aumentare la produttività del macchinario assieme alla qualità della lavorazione. In tale senso, le ultime innovazioni tecnologiche prevedono vibrofinitrici in grado di stendere contemporaneamente l'emulsione bituminosa per mano d'attacco ed il conglomerato bituminoso o, addirittura, i due conglomerati bituminosi superficiali in una sola passata.

1.2 IL FENOMENO DEL DISTACCO TRA GLI STRATI

1.2.1 Il degrado della pavimentazione stradale

I fenomeni di degrado cui è sottoposta una pavimentazione stradale sono molteplici e tra loro strettamente legati. La formazione di fessure, di avvallamenti, di ormaie, di buche, così come gli sgranamenti superficiali e le delaminazioni, sono tutti aspetti diversi del fatto che la sovrastruttura stradale si stia degradando. Il manifestarsi di questi fenomeni, riscontrabili direttamente sul piano viabile, indica molto spesso l'esistenza di carenze all'interno del pacchetto stradale stesso e/o del piano di posa. Le carenze sono generalmente di tipo meccanico-strutturale, per cui ad esempio, gli spessori impiegati per i

conglomerati bituminosi non sono sufficienti per sopportare i carichi esterni, oppure gli aggregati scelti per il piano viabile non presentano sufficiente resistenza all'abrasione, od ancora i bitumi utilizzati rammolliscono alle temperature di esercizio. Ecco che, sotto l'effetto delle azioni esterne, il pacchetto, inteso come struttura resistente composta da più materiali, inizia a cedere, manifestando in maniera più o meno spiccata i fenomeni di degrado sopra descritti. Appare evidente come risulti assai complesso il compito di separare gli effetti delle varie azioni che concorrono al degrado della sovrastruttura ed altrettanto difficile è fornire di quest'ultimo una identificazione oggettiva. Se, ad esempio, si pensasse di realizzare una pavimentazione stradale ex novo e di non sottoporla alle azioni del traffico, né a quelle del clima (alte e basse temperature), né ad altro tipo di azione esterna, ivi comprese la gravità ed il contatto con aria, si può ritenere che essa resti inalterata nel tempo. Ripristinando la gravità ed il contatto con aria in condizioni standard, il pacchetto cambierebbe lentamente le proprie caratteristiche per effetto dell'azione del peso proprio dei materiali e dell'ossidazione degli stessi, in particolare della matrice bituminosa. Se poi si ammettessero variazioni climatiche dell'ambiente in cui la pavimentazione è inserita, gli effetti si sovrapporrebbero, per cui ad esempio, la degradazione del bitume verrebbe accentuata alle alte temperature, oppure l'azione del gelo agirebbe meccanicamente sugli aggregati delle miscele, riducendone le caratteristiche di resistenza meccanica. Se, infine, si applicasse anche il traffico, ecco che la sovrastruttura stradale sarebbe sottoposta ad una serie di azioni normali e tangenziali superficiali che si ripercuoterebbero all'interno del pacchetto sollecitandolo ripetutamente. Le caratteristiche reologiche dei materiali costituenti gli strati, legate alla temperatura di esercizio ed alla velocità di applicazione dei carichi, e l'azione continuata del traffico, farebbero sì che le deformazioni indotte dai carichi si accumulino e che la capacità della

sovrastuttura di resistere nel tempo alle sollecitazioni cui è sottoposta, trasferendole al sottofondo, si riduca fino al raggiungimento dei limiti di resistenza dei materiali stessi, ovvero alla loro rottura.

Si è descritto sommariamente il processo secondo il quale avviene lo scadimento delle proprietà di resistenza dei materiali che compongono il pacchetto stradale, e quindi del pacchetto stesso, inteso come struttura multistrato resistente, sotto le molteplici azioni esterne. Si è inoltre osservato come, a partire da ciò, abbiano luogo i fenomeni di degrado comunemente riscontrabili sul piano viabile. Tuttavia, seppur la loro origine sia dovuta a carenze in termini di resistenza dei materiali, essi si sviluppano in modi e tempi differenti a seconda dei casi. Per cui, ad esempio, una pavimentazione con uno strato di base sottodimensionato può presentare principalmente fessure longitudinali di tipo bottom-up, piuttosto che fessure trasversali dovute a shock termico, oppure una pavimentazione con un bitume di usura troppo poco viscoso può evidenziare, soprattutto nella stagione estiva, ormaiamenti e refluentamenti sul piano viabile (figura 1.5).



Figura 1.5: Gravi fessurazioni ed ormaiamenti su pavimentazioni stradali.

Dal lungo quadro introduttivo si comprende quanto sia complesso il processo di deterioramento della sovrastruttura e quanto sia difficile individuarne le cause, soprattutto se queste si trovano in profondità, all'interno del pacchetto, ed il verificarsi del fenomeno in superficie rappresenta soltanto l'atto conclusivo

dell'ammaloramento. Occorre poi tener presente che, molto spesso, la contemporaneità di due o più fenomeni di degrado su una porzione di pavimentazione li amplifica vicendevolmente, suscitando il dubbio in chi deve giudicarli, su quale, dei più, sia causa o conseguenza degli altri. Un semplice esempio può essere d'aiuto anche per introdurre al paragrafo successivo, nel quale si prenderà in esame il fenomeno del distacco tra gli strati neri del pacchetto stradale e ciò che questo fatto può comportare.

Da un sopralluogo effettuato su una pavimentazione stradale ammalorata risulta che, una sezione di essa, presenta aree nelle quali alcune porzioni di conglomerato bituminoso superficiale si sono distaccate e nell'intorno della buca formatasi è evidente una fitta rete di fessurazioni. L'interrogativo è: cosa è avvenuto? E' possibile che in seguito a fenomeni di fatica del conglomerato bituminoso di usura si siano formate le fessure e conseguentemente al loro congiungimento, le porzioni di conglomerato tra esse racchiuse si siano distaccate, oppure che, per via del carente collegamento all'interfaccia tra i due strati bituminosi, le sollecitazioni tangenziali superficiali abbiano indotto le fessurazioni e quindi il distacco del conglomerato d'usura. Fornire una risposta è alquanto difficile e soltanto uno studio disgiunto dei due fenomeni può essere di ausilio.

1.2.2 Il distacco tra gli strati bituminosi: come si manifesta

Tra i fenomeni di degrado della pavimentazione citati, il distacco tra gli strati di conglomerato bituminoso del pacchetto, è forse quello che in passato ha ricevuto minor attenzione da parte dei ricercatori e dei tecnici stradali. A differenza di fessurazioni superficiali ed ormaiamenti, fenomeni che, pur avendo spesso origine da carenze interne della sovrastruttura, si manifestano sul piano viabile per stadi successivi di ammaloramento, il distacco tra gli strati non è direttamente visibile in superficie, se non quando si verifica tra i due strati

superficiali con il loro reciproco slittamento e/o l'asportazione di conglomerato bituminoso. Tuttavia, ciò non significa che il fenomeno non sia dannoso o che partecipi in misura minore al deterioramento della pavimentazione. In effetti, trattandosi del collegamento esistente alle interfacce tra strati bituminosi e trovandosi queste al di sotto della superficie viabile, risulta difficile individuarne e valutarne l'assenza, se non attraverso la realizzazione di carotaggi che interessino più strati. Alla stregua delle fessurazioni bottom-up che si manifestano in superficie quando il danno è ormai completo, anche il distacco tra lo strato superficiale e quello sottostante si manifesta, nella maggior parte dei casi, con la separazione di porzioni più o meno estese di conglomerato bituminoso. Esistono poi casi nei quali il fenomeno di distacco tra strato di usura e binder è accentuato al punto che, intere zone del conglomerato bituminoso sovrastante, scorrono e dislocano rispetto a quello sottostante, allo stesso modo in cui un tappeto domestico può scivolare su un pavimento. Le fotografie di figura 1.6 riportano due esempi di tali casi.



Figura 1.6: Slittamento di conglomerato di usura senza asportazione.

Diversamente avviene quando il distacco interessa interfacce sottostanti. In tali casi, pur non essendovi un riscontro diretto in superficie con l'asportazione di conglomerato bituminoso, il fenomeno è comunque degradante per la

sovrastuttura e lo è forse in misura maggiore rispetto alle separazioni superficiali, se osservato con riferimento alla vita utile. Un recente studio francese [78], di cui si parlerà in seguito, ha evidenziato come il problema del collegamento tra gli strati in conglomerato bituminoso della pavimentazione stradale, ne riduca di 3,8 volte la vita utile. In pratica, ciò è dovuto alla non collaborazione tra gli strati nel sopportare i carichi esterni. Il pacchetto stradale si trova ad operare come più elementi resistenti disgiunti di spessore diverso. Questo comporta che le riserve di resistenza dei materiali dei singoli strati, vengano chiamate in causa separatamente e che conseguentemente sia più facile esaurirle. In superficie, non si ha evidenza diretta del fenomeno profondo, se non con la comparsa di altri fenomeni ad esso legati e da esso accentuati, così come descritto nell'esempio riportato sopra. Le fotografie di figura 1.7 rappresentano alcuni casi evidenti di distacco superficiale.



Figura 1.7: Esempi di distacco superficiale di conglomerato bituminoso.

1.2.3 Il distacco tra gli strati bituminosi: cause

Da una analisi svolta nel 1986 [11] sulle pavimentazioni della intera rete stradale francese con riferimento agli ammaloramenti ed alle loro cause, è emerso che più del 5% delle sovrastrutture osservate, evidenziava fenomeni superficiali di distacco tra gli strati. Con tutta probabilità, un valore percentuale anche superiore, riguardava pavimentazioni che, pur non presentando direttamente in superficie il problema, soffrivano di distacco tra i neri sottostanti e lo manifestavano con la comparsa di altri fenomeni di deterioramento che altrimenti non si sarebbero verificati, o lo avrebbero fatto in misura minore.

Il crescente numero di progetti di ricerca nel mondo volti a studiare il problema del collegamento tra gli strati in conglomerato bituminoso delle pavimentazioni stradali, testimonia l'importanza che l'argomento sta assumendo nell'intento di garantire la performance delle sovrastrutture nell'intero arco della loro vita utile. Oggi, oltre ad interessarsi dei materiali componenti i singoli strati, al fine di migliorarne le caratteristiche di funzionalità, resistenza, durevolezza e lavorabilità indipendentemente dagli altri materiali presenti nel pacchetto stradale e dal fatto che con essi collaborino a formare una sovrastruttura, ci si rivolge, giustamente, anche allo studio del legame che si dovrà sviluppare tra gli strati stessi al fine di garantire un comportamento di insieme della pavimentazione nei confronti dei carichi agenti. Si consideri ora come esempio di approccio conoscitivo, quello legato al fenomeno delle fessurazioni. Le cause della loro comparsa, a lungo investigate in passato, appaiono oramai note e sono comunemente attribuite ai: fenomeni di fatica dei conglomerati bituminosi, sia che esse si diffondano dal basso verso l'alto, sia dall'alto verso il basso, alla presenza di giunti costruttivi sede di elevate sollecitazioni e ristagni d'acqua, ai fenomeni termici di dilatazione e ritiro che generano le classiche fessurazioni trasversali intervallate. In molti paesi nei quali il problema delle fessure è diffuso, già da diversi anni si è introdotto l'utilizzo dei leganti modificati per

migliorare la resistenza a fatica dei conglomerati bituminosi ad ogni temperatura di esercizio o si sono adottati procedimenti costruttivi in grado di minimizzare il problema in corrispondenza dei giunti e di contenere le fessurazioni da variazioni termiche. Si sono poi messi a punto interventi di manutenzione curativi da attuare quando il fenomeno si manifesta comunque.

Ecco che negli Stati Uniti, ad esempio, è oramai pratica comune e compare inoltre nei capitolati della maggior parte dei Department of Transportation statali, l'intervento di riempimento e/o sigillatura delle fessure con materiali a matrice bituminosa.

Non è raro infatti, percorrere una pavimentazione stradale che superficialmente si presenti come quella rappresentata nella fotografia di figura 1.8.



Figura 1.8: Una pavimentazione stradale con fessurazioni sigillate.

In Italia, l'impiego di riempitivi o sigillanti è ancora poco diffuso e solo da qualche tempo sono presenti in commercio tecnologie applicative di rapida esecuzione come i sigillanti a nastro in rotoli da applicarsi a freddo. Per ridurre il fenomeno della risalita delle fessure negli interventi di ripristino delle pavimentazioni stradali, è altresì possibile impiegare membrane bituminose contenenti geogriglie. Tuttavia, è da dimostrare che questa tecnologia non porti

ad uno scadimento del collegamento tra gli strati e quindi della vita utile della pavimentazione.

L'esempio appena descritto per le fessurazioni, suggerisce come poter affrontare anche il problema del distacco tra gli strati. Compresi gli aspetti che governano il fenomeno, alla luce delle sollecitazioni esterne, occorre studiare i materiali da impiegare, le configurazioni strutturali da realizzare ed i processi costruttivi da adottare al fine di limitarne la comparsa e, qualora il collegamento tra gli strati venisse comunque a mancare, occorre individuare anche gli interventi manutentivi adeguati da attuarsi in risposta. Al termine del presente capitolo, si tratterà brevemente delle normative e delle specifiche di capitolato vigenti, in relazione a questo problema.

Le cause del distacco tra gli strati della pavimentazione stradale sono, come ci si sarà resi conto, molteplici e spesso, seppur siano state individuate, risulta difficile controllarle o comunque limitarne gli effetti. La tabella 1.1 riporta in maniera sufficientemente esaustiva, quelli che possono essere indicati come gli aspetti principali che governano il problema. L'ordine col quale essi sono stati inseriti in tabella è privo di significato in quanto ciascuno partecipa, comunque, in misura più o meno rilevante alla caratterizzazione del collegamento tra gli strati bituminosi del pacchetto stradale. Una breve descrizione di ciascun parametro può, come ricordato, aiutare a comprendere in quale modo occorra agire per limitare la comparsa di problemi di distacco tra gli strati, od intervenire se questi si manifestano. Per quanto riguarda le **proprietà dei materiali** impiegati si considerano influenti:

- il tipo di aggregati in relazione alla loro natura mineralogica (basalti, calcari, porfidi, etc.) ad alle loro caratteristiche fisico-meccaniche (forma, resistenza, etc.); il tipo di legante bituminoso impiegato (tal quale, modificato hard, modificato soft, etc.) ed alle sue caratteristiche reologiche; i tipi di additivi (fibre di vetro, fibre di cellulosa, etc.) ed alle loro proprietà;

proprietà dei materiali	<p>tipo di aggregati, legante, additivi, etc</p> <p>tipo di miscela: Usura 0/8, Usura 0/15, Sma 0/12, Binder, etc.</p> <p>proporzioni di miscela: percentuali di aggregati, contenuto di bitume, percentuali di additivi, etc.</p> <p>reciproco ingranamento tra gli strati e rugosità del piano di posa</p>
proprietà dell'interfaccia	<p>contaminazione della superficie di posa: fresata, sporca, umida, oleosa, etc.</p> <p>applicazione della mano d'attacco: tipo, quantità, tempo di rottura, bitume residuo anidro, etc.</p> <p>trattamenti speciali della superficie di posa</p>
variabili costruttive	<p>temperature: della superficie di posa, del conglomerato bituminoso, etc.</p> <p>spessore degli strati e larghezza di stesa</p> <p>velocità di stesa, tipo di finitrice, temperature delle piastre, etc.</p> <p>energia del processo di compattazione: tipo/i di compattatore, metodo di compattazione, etc.</p> <p>condizioni climatiche di posa: temperatura, umidità, etc.</p>
caratteristiche della pavimentazione	<p>pavimentazione nuova o rinnovata</p> <p>posizione dell'interfaccia: usura/binder, binder/base, usura/base, etc.</p> <p>tipo di pavimentazione: flessibile, semi-rigida, rigida</p> <p>portanza degli strati di fondazione e del sottofondo</p>
condizioni della strada	<p>geometria e singolarità della strada: curve, incroci, rotonde, pendenze, opere d'arte, etc.</p> <p>traffico; pesante, velocità, frequenze, etc.</p> <p>condizioni climatiche di esercizio: sole, pioggia, gelo, etc.</p> <p>età e tempo di traffico</p>



- le proporzioni dei materiali componenti la miscela scelta, in peso od in volume percentuale.
- nei casi in cui sia prevista la presenza di membrane interstrato, sono da valutare le caratteristiche di adesione e di resistenza meccanica che queste sono in grado di fornire.

Le fotografie di figura 1.9 mostrano i rapporti volumetrici di due tipiche miscele inglesi per manti superficiali: a sinistra un conglomerato poroso, a destra un Hot Rolled Asphalt.

Per le **proprietà dell'interfaccia** tra due strati adiacenti si hanno:

- il reciproco ingranamento tra gli strati e la rugosità superficiale dello strato che accoglie il conglomerato caldo superficiale; questo aspetto rappresenta una delle variabili più importanti nella caratterizzazione del collegamento tra gli strati bituminosi sovrapposti, soprattutto per quel che riguarda la resistenza meccanica dello stesso nei confronti delle sollecitazioni taglienti; in lingua inglese la parola “ingranamento” è esprimibile con il termine “interlocking” e costituisce appunto, la capacità che il collegamento di interfaccia ha di resistere

al taglio, per effetto del dislocamento e scavalcamento reciproco degli inerti appartenenti ai due strati adiacenti; la figura 1.10 mostra come ciò avvenga. Dalla figura si può anche immaginare come la presenza di una membrana all'interfaccia possa cambiare sostanzialmente la natura del fenomeno e l'interazione tra i due strati della pavimentazione.

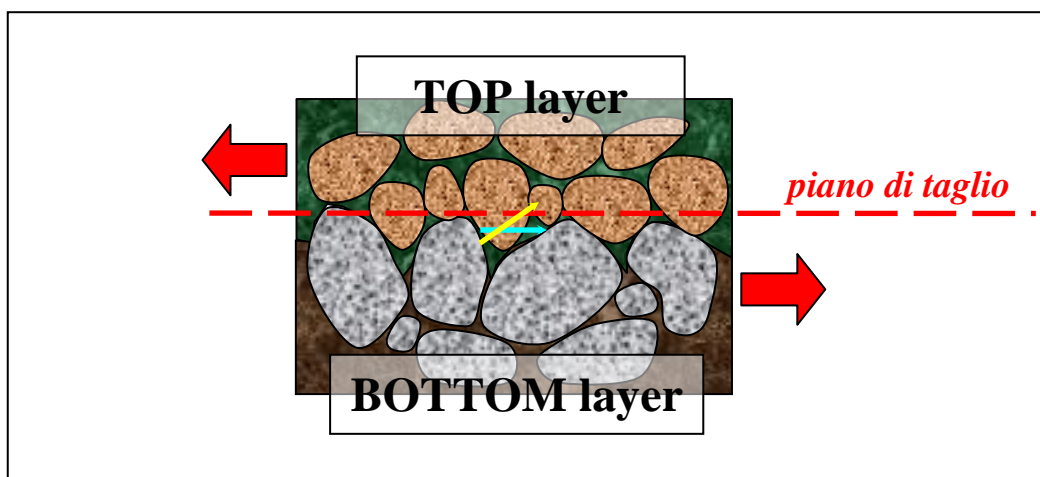


Figura 1.10: Rappresentazione schematica dell'ingranamento tra strati.

la contaminazione della superficie di posa; aspetto fondamentale, soprattutto se si considera l'applicazione di mano d'attacco bituminosa, è la presenza sulla superficie di posa, di agenti contaminanti; sia essa costituita direttamente dalla superficie di uno strato di usura esistente, dalla superficie ottenuta dalla fresatura della pavimentazione o dalla superficie di un nuovo strato bituminoso, i contaminanti possono compromettere notevolmente il potere adesivo della mano d'attacco o comunque inficiare l'adesione reciproca tra gli strati adiacenti dovuta ai bitumi costituenti; la natura degli agenti contaminanti può essere varia: oltre all'acqua piovana o non, il piano di posa può essere contaminato da inerti, spesso fini e di natura anche argillosa (si pensi ad esempio al fango eventualmente trascinato dai mezzi di cantiere), oppure da detriti e sporcizia non asportata al passaggio delle motoseghe aspiratrici, infine da materiali oleosi dispersi dai mezzi d'opera. La fotografia di figura 1.11 rappresenta un caso di

pavimentazione inevitabilmente contaminata dai mezzi di cantiere sulla quale si sta per spruzzare la mano d'attacco.



Figura 1.11: Pavimentazione contaminata da detriti e polveri dai mezzi di cantiere.

Un caso particolare è costituito dalla superficie fresata. L'asportazione di conglomerato bituminoso tramite scarificatrice, genera un grande quantitativo di materiale granulare fine e polveroso sulla superficie di posa che deve necessariamente essere eliminato con le motoseghe. Alcune ricerche hanno dimostrato come la presenza di materiale inerte fine tipo filler, in quantitativi non eccessivi, non penalizzi il collegamento tra gli strati in quanto esso funge da mastice assieme al legante bituminoso. Tuttavia, se il quantitativo è notevole, anche l'applicazione di una mano d'attacco abbondante risulta inefficace [66][76].

▪ applicazione della mano d'attacco; parametri come il tipo di emulsione impiegata, il quantitativo spruzzato, il tempo di rottura, il quantitativo di bitume anidro residuo per metro quadrato, le modalità e le condizioni di applicazione, sono fondamentali per garantire l'efficacia dell'applicazione. Come noto, le emulsioni bituminose oggi in commercio sono moltissime, in ragione del tipo di bitume impiegato per confezionarle, dei quantitativi percentuali di acqua e bitume e degli additivi chimici adottati come emulsionanti e stabilizzanti.

Talvolta, sono gli stessi produttori che modificano la ricetta di una emulsione al fine di renderla più adatta per una specifica applicazione. Basti solo pensare al differente comportamento di rottura che una emulsione deve avere nel periodo estivo rispetto a quello autunnale od invernale; oppure ad emulsioni per mano d'attacco da impiegarsi con la tecnologia precedentemente descritta di applicazione diretta da vibrofinitrice; od ancora alla necessità di fornire emulsioni, anche modificate, che si sposino chimicamente sia con il materiale della superficie di posa, sia con quello del nuovo strato e che, in fase di stesa, non si leghino ai pneumatici dei mezzi di cantiere (figura 1.12).



Figura 1.12: Dannosa asportazione della mano d'attacco da parte della vibrofinitrice.

Di notevole importanza nei riguardi del collegamento tra gli strati bituminosi è ovviamente, oltre al tipo, il quantitativo di emulsione spruzzata e quindi il quantitativo di bitume residuo anidro che, in seguito alla rottura, permane sul piano di posa. Non meno importanti, sono le modalità e le condizioni di spruzzatura e la qualità con cui questa operazione viene eseguita. L'applicazione della mano d'attacco può avvenire essenzialmente in due modi: tramite lancia a mano, oppure tramite barra spruzzatrice autocarrata. La figura 1.13 mostra i due tipi di applicazione. La spruzzatura tramite lancia appare evidentemente non adatta al fine di controllare con precisione i quantitativi stesi e l'uniformità della

applicazione sulla superficie di posa. Tuttavia, anche tra le barre spruzzatrici autocarrate esistono modelli più o meno avanzati.



Figura 1.13: Modalità di applicazione dell'emulsione bituminosa.

Le più moderne sono attrezzate con pannelli di comando in cabina, che consentono di controllare temperature e pressioni di spruzzatura, in funzione delle velocità di avanzamento, dell'ampiezza di stesa e dell'altezza da terra della barra. Talune sono dotate anche di barra con ugelli riscaldabili al fine di evitarne l'ostruzione con bitume solidificato. Purtroppo, ad oggi, queste tecnologie sono ancora costose e spesso le imprese non dedicano molte risorse ad una operazione come l'applicazione della mano d'attacco, ritenuta in genere di limitata importanza. Per tale motivo sui cantieri stradali si possono incontrare macchinari antiquati, usurati e privi di dispositivi di controllo, coi quali il quantitativo di emulsione spruzzato per metro quadrato varia unicamente in funzione della velocità di avanzamento del mezzo. Ecco che la qualità dell'operazione di stesa scade notevolmente, in quanto è lasciata interamente alla sensibilità dell'operatore. Oltre al quantitativo steso è importante l'uniformità di stesa. Per valutare la quantità di emulsione applicata vengono utilizzati metodi disparati che variano per ogni cantiere stradale.



Figura 1.14: Esempi di applicazione dell'emulsione bituminosa: scorretto e corretto.

La figura 1.14 rappresenta una stesa di emulsione scorretta in quanto non uniforme (getti non sovrapposti) ed una corretta ed uniforme. L'uniformità di spruzzatura è legata al corretto funzionamento degli ugelli, al loro orientamento ed alla distanza da terra della barra di stesa. In figura 1.15 sono riportati due esempi di funzionamento che potrebbero aver dato luogo ai risultati di figura 1.14: in alto aperture disuniformi degli ugelli, in basso aperture uniformi e corretta sovrapposizione doppia dei getti.

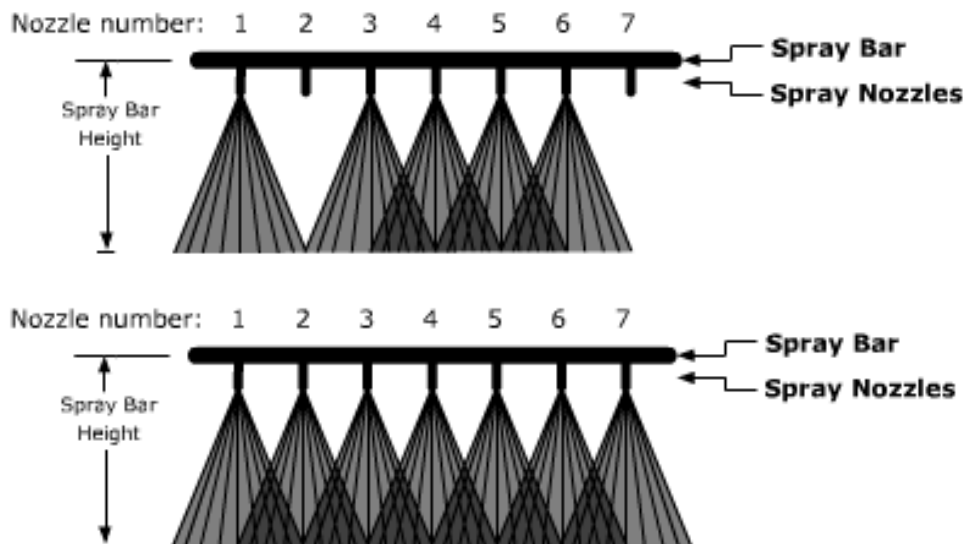


Figura 1.15: Funzionamento degli ugelli di spruzzatura: scorretto e corretto.

▪ trattamenti speciali della superficie di posa; molto frequentemente gli interventi sulle pavimentazioni stradali prevedono una semplice risagomatura del piano viabile, con la ricarica di un nuovo strato di usura al di sopra di quello esistente. Talvolta, la superficie che accoglie il nuovo strato, può avere già subito interventi di irruvidimento aventi spessori minimi quali: trattamenti superficiali, slurry seal, eccetera. In tali casi, le caratteristiche di resistenza alle azioni taglienti del collegamento all'interfaccia tra trattamento e nuovo strato bituminoso, possono essere fortemente influenzate dalla presenza di un secondo piano di scorrimento a pochi millimetri di distanza. Come si vedrà in seguito, la presenza di interstrati sottili può, infatti, vanificare l'efficacia del collegamento creato col nuovo strato, in quanto le sollecitazioni indotte possono essere trasferite direttamente all'interfaccia sottostante, in genere più debole.

▪ interstrati sintetici di rinforzo; l'impiego di interstrati sintetici viene previsto nei casi in cui sia necessario fornire un rinforzo alla pavimentazione stradale. In genere vengono impiegati negli interventi di ripristino degli strati superficiali, con effetto di anti-reflective cracking, o negli interventi di risanamento profondo per aumentare la portanza del pacchetto stradale. Questo intervento può essere visto come un caso particolare rispetto a quello introdotto al punto precedente: è ormai noto come l'introduzione di un interstrato sintetico porti generalmente ad uno scadimento delle proprietà di resistenza al taglio, rispetto al collegamento con emulsione bituminosa.

Per le **variabili costruttive** nelle lavorazioni di cantiere:

▪ temperature; il ruolo delle temperature alla stesa dei materiali bituminosi e del piano di posa che li accoglie è fondamentale per il raggiungimento delle caratteristiche di addensamento richieste. La corretta compattazione di un conglomerato bituminoso ha un ruolo chiave nel generare l'ingranamento tra gli strati all'interfaccia ed è, conseguentemente, indispensabile per sviluppare la

resistenza al taglio del collegamento. La temperatura del piano di posa è poi importante all'atto della stesa della mano d'attacco. L'innesco e la rapidità del fenomeno di rottura è intimamente legato alle condizioni termiche nelle quali avviene il contatto emulsione-superficie. Come si è già ricordato, la produzione stessa delle emulsioni varia solitamente in funzione delle temperature di stesa.

- spessore degli strati e larghezza di stesa; oltre alla temperatura, di notevole influenza sulla compattazione e quindi sullo sviluppo della capacità di ingranamento tra gli strati, è lo spessore dello strato steso; è intuitivo rendersi conto di come uno strato sottile, se ben confezionato, si addensano più facilmente di uno spesso. Per quanto riguarda l'aspetto della larghezza di stesa esso è legato alla qualità, ovvero alla efficacia, del macchinario adottato; talvolta l'apertura eccessiva del banco di stesa può comportare una non uniforme distribuzione e chiusura del conglomerato che trasversalmente può apparire striato.

- velocità di stesa, tipo di finitrice, temperatura delle piastre, etc; queste variabili intervengono direttamente sulla bontà della stesa; spesso si ricordano i 4 metri/minuto come velocità di stesa ottimale, ma questo dato deve essere comunque tarato sulla base della finitrice impiegata in relazione alle sue caratteristiche meccaniche di funzionamento ed al tipo di materiale steso, oltre che ovviamente alla sua temperatura; strettamente correlata è anche la temperatura e l'azione dei tamper di finitura e di rasatura. La figura 1.16 mostra due banchi di stesa differenti al lavoro.

- messa in opera di interstrati sintetici; la messa in opera di interstrati sintetici deve avvenire su superfici regolari, eventualmente fresate. Non vi devono essere grossolani ammassi di materiale e la superficie deve essere perfettamente asciutta. Inoltre, deve essere garantita un'accurata pulizia del piano di posa. In fase di esecuzione devono essere rispettate le temperature di messa in opera indicate dai produttori, per garantire l'adesione e il collegamento tra gli strati, così come i sormonti tra membrane adiacenti.



Figura 1.16: Banchi di stesa di vibrofinitrici al lavoro.

- energia del processo di compattazione; secondo quanto descritto ai punti precedenti, la variabile compattazione è fondamentale; l'argomento è molto ampio in quanto oltre al tipo ed al numero di compattatori, entra in gioco anche il procedimento adottato nell'impiegarli; quindi occorre considerare la geometria dei percorsi di compattazione, la velocità del rullo, la rapidità di inversione di marcia, la distanza dalla finitrice, l'impiego di azioni vibranti, etc; (figura 1.17)



Figura 1.17: Compattatori a rullo di pesi differenti.

- condizioni climatiche di posa; la posa dei materiali bituminosi è bene che sia fatta in condizioni climatiche favorevoli, per cui in assenza di precipitazioni, con temperatura dell'aria non inferiore ai 5°C ed umidità contenuta.

Per le **caratteristiche della pavimentazione** nelle lavorazioni di cantiere:

- pavimentazione nuova o rinnovata; il collegamento tra gli strati bituminosi e l'efficacia sia della mano d'attacco, sia della membrana bituminosa, dipendono in larga misura dal tipo di superficie di posa. Si sono già descritti gli effetti della contaminazione superficiale. Ora, a prescindere dalla presenza di agenti contaminanti, si sottolinea come, ogni stesa di conglomerato bituminoso, faccia storia a se nei riguardi del collegamento tra gli strati. Tuttavia, è possibile suddividere le superfici riscontrabili, individuandone tre macrogruppi: superfici di posa con conglomerato nuovo, superfici di posa con conglomerato usurato, superfici di posa fresate; all'interno di questi gruppi è racchiusa tutta la casistica dei piani di posa esistenti nella costruzione degli strati superficiali.
- posizione dell'interfaccia; il fatto che l'interfaccia di cui si considera il collegamento sia la prima od una delle successive a partire dalla superficie del pacchetto dei neri, è basilare per quanto riguarda gli effetti che il distacco tra gli strati può avere. Nel paragrafo precedente si è descritto in che modo un distacco superficiale ed uno profondo possono degradare la sovrastruttura. L'influenza della posizione dell'interfaccia sul collegamento è legata non solo all'ordine in cui essa si trova, ma anche alla sua profondità e quindi agli spessori degli strati ed alla distanza che esiste tra essa ed il piano viabile.
- tipo di pavimentazione; del tutto analogo al precedente è il discorso relativo al tipo di pavimentazione; ogni pacchetto stradale ha caratteristiche strutturali che lo contraddistinguono, ossia tipo di strati, spessori, materiali adottati ed insiste su un certo sottofondo; l'insieme di questi fattori ed il fatto che siano stati progettati correttamente in relazione ai carichi agenti, caratterizza il collegamento che si esplica a ciascuna interfaccia del pacchetto, in particolare quelle tra gli strati bituminosi. Il sottodimensionamento, ad esempio, dello strato di usura può comportare sollecitazioni eccessive per l'interfaccia sottostante; con l'avvento dei microtappeti il problema è ancora più presente.

- portanza degli strati di fondazione e sottofondo; si veda il punto precedente.

Infine, si descrivono gli aspetti relativi alle **condizioni della strada** oggetto dell'intervento di costruzione:

- geometria e singolarità della strada; la conformazione del tracciato stradale è rilevante soprattutto in ragione delle sollecitazioni trasmesse dai veicoli transitanti alla pavimentazione. Curve, intersezioni a raso, rotatorie, pendenze sono tutte singolarità del tracciato nelle quali è certa la presenza di azioni tangenziali dovute alla deriva del veicolo, ad accelerazioni e decelerazioni, ad avanzamento a marce ridotte, etc. che sollecitano maggiormente il collegamento tra gli strati e nelle quali è più probabile che si verifichino fenomeni di distacco.
- traffico; la variabile traffico è esprimibile tramite l'entità dei carichi, spesso riconducibile ad un numero di assi Standard di riferimento, tramite la loro velocità e la loro frequenza. Con riferimento alle azioni specificatamente taglienti trasmesse dai carichi alle interfacce, potrebbe essere opportuno fornirne l'effettiva caratterizzazione ottenuta per mezzo di studi che ne identifichino intensità, direzione e verso.
- condizioni climatiche di esercizio; è innegabile che l'ambiente in cui la pavimentazione si trova ad operare abbia un qualche effetto, anche indiretto, sul collegamento tra gli strati.
- età; si tratta della vita della pavimentazione stradale in esame; è sostanzialmente l'insieme dei due punti precedenti; la vita di esercizio di una pavimentazione è infatti caratterizzata dal passaggio di un certo numero di veicoli, che transitano in un certo modo ed in certe condizioni climatiche.

Il quadro degli aspetti che governano il collegamento tra gli strati del pacchetto stradale può essere ampliato ulteriormente anche tenendo conto del fatto che, se alcuni di essi si verificano in contemporanea, possono accentuarsi a vicenda ed

accelerare il processo di degrado della pavimentazione, così come descritto al paragrafo 1.2.1.

1.2.4 Il distacco tra gli strati bituminosi: effetti

A questo punto è opportuno descrivere gli effetti che i fenomeni di distacco possono comportare, soprattutto se osservati dal punto di vista dell'utenza. Si è già descritto sommariamente al paragrafo 1.2.2 quello che accade in pratica, se il collegamento tra gli strati non è sufficientemente resistente nei confronti delle sollecitazioni trasmesse dai carichi esterni e si verificano, pertanto, separazioni alle interfacce. Nel caso in cui il distacco avvenga in profondità, la vita utile della sovrastruttura si riduce, con la contemporanea accentuazione indiretta dei principali fenomeni di degrado, quali fessurazioni, delaminazioni ed ormaiamenti. Se il distacco avviene in superficie invece, si può verificare l'asportazione e/o lo slittamento del conglomerato bituminoso superficiale rispetto a quello sottostante, con la formazione di buche ed avvallamenti.

Dal punto di vista della funzionalità stradale e quindi in termini di sicurezza e regolarità del moto, la mancanza di collegamento tra gli strati superficiali può essere assai deleteria. Le fotografie di figura 1.7 mostrano, infatti, come il formarsi di una zona di distacco possa generare una pericolosa irregolarità del piano viabile. In tale caso, sono dannosi anche i detriti di conglomerato bituminoso che si separano, potendo essere sollevati dai veicoli transitanti o costituire essi stessi elementi singolari di instabilità. In secondo luogo, l'irregolarità che si forma può sorprendere l'utente alla guida del veicolo, modificando il contatto pneumatico/via, riducendo, in pratica, l'aderenza od instabilizzando gli organi di guida. Essa è poi sede preferenziale di ristagni di acqua e detriti che possono ridurre ulteriormente l'aderenza locale.

Nei riguardi del deterioramento della pavimentazione, i fenomeni di distacco possono, come già ricordato, dare luogo od accentuare altri aspetti di degrado.

Ecco che, ad esempio, una larga zona di distacco può costituire una via preferenziale per la percolazione profonda delle acque superficiali, a determinare uno scadimento localizzato delle proprietà di resistenza dei materiali del pacchetto e la comparsa di fenomeni fessurativi altrimenti non riscontrabili. Non trascurabile è poi l'effetto di auto-estensione del problema. In sostanza, in corrispondenza di una singolarità quale ad esempio un avvallamento da distacco, i carichi dovuti ai mezzi transitanti vengono trasmessi in modo anomalo alla sovrastruttura; il loro effetto dinamico viene accentuato e le sollecitazioni si concentrano localmente in un punto prossimo al difetto portandolo col tempo, alla rottura ed estendendo l'anomalia di origine.

A conclusione del presente capitolo, si ritiene necessaria la seguente osservazione circa la carenza, in Italia, di indicazioni e prescrizioni chiare ed esaustive, in materia di controllo e verifica in esercizio del collegamento esistente tra gli strati bituminosi della pavimentazione stradale, in generale, e di impiego di mani d'attacco bituminose, in particolare e come questa mancanza possa, in qualche modo, essere annoverata tra le cause di molti dei difetti e dei deterioramenti che costellano il patrimonio stradale italiano. Anche per quanto riguarda l'impiego di interstrati sintetici, mancano indicazioni circa il loro effetto sull'adesione e sul collegamento tra gli strati del pacchetto stradale.

Molto si è fatto per aumentare le caratteristiche di resistenza dei singoli materiali componenti gli strati affinché questi non soffrissero di fatica e si fessurassero o presentassero ormaiamenti; poco o nulla si è fatto, invece, per migliorare il comportamento di insieme della sovrastruttura stradale. Alcuni capitolati prevedono studi completi di caratterizzazione e controllo per ogni miscela impiegata nel pacchetto; la tradizionale metodologia di progetto Marshall per i conglomerati bituminosi, viene oggi spesso affiancata, nelle pagine delle specifiche, dai proporzionamenti volumetrici delle miscele derivati dalle norme

prestazionali Superpave americane e realizzati tramite Pressa Giratoria; numerosi poi, sono i controlli richiesti sui singoli materiali e sulle miscele con essi ottenute e le verifiche della loro corretta posa in opera tramite prelievi alla stesa, prove di densità e resistenza in laboratorio e successivi carotaggi per la verifica degli spessori; si analizzano i bitumi in termini di gradazione, viscosità e tendenza all'invecchiamento, siano essi tal quali o modificati; si caratterizzano gli inerti con analisi granulometriche, analisi di forma, prove di levigabilità accelerata, prove di abrasione ed urto, prove di idrofilia, etc; si valuta l'accoppiamento di aggregati e bitume con prove di adesione e prove di potere rigidificante dei filler per la qualità del mastice di bitume finale. Ed ancora, si propongono materiali innovativi per i manti di usura, strati drenanti e fonoassorbenti, strati antiskid, strati ad alto modulo, etc.; si prendono in considerazione tecniche di riciclaggio in sito ed a freddo dei conglomerati, con l'impiego di emulsione e cemento o dei bitumi cosiddetti schiumati; si richiedono in certi casi, appositi interstrati in materiale geosintetico che limitino la riflessione superficiale delle fessure.

Tuttavia, nonostante il problema del collegamento tra gli strati della pavimentazione esista e sia dimostrato essere importante, esso non viene ancora preso sufficientemente in considerazione. In Italia non esistono ancora prove in sito od in laboratorio atte a valutare il collegamento tra gli strati alle varie interfacce del pacchetto stradale durante la sua vita; non sono descritti con chiarezza i tipi ed i quantitativi di emulsioni bituminose da impiegarsi come mani d'attacco, soprattutto in relazione al piano di posa, alle condizioni climatiche di stesa ed al conglomerato soprastante; non sono definite le modalità applicative delle emulsioni stesse, né prove specifiche per valutare il bitume residuo effettivo su metro quadrato e nemmeno sono indicati i tempi di rottura necessari prima della stesa successiva. Inoltre non vi sono prove di

caratterizzazione di interstrati sintetici in esercizio univocamente riconosciute, ne tantomeno sono definite classificazioni delle varie tipologie in commercio.

Queste carenze di indicazioni e specifiche appaiono quantomai non al passo coi tempi. Se da un lato, infatti, si cerca di costruire una pavimentazione durevole realizzata con strati di materiali resistenti, tenaci ed innovativi, dall'altro si corre il rischio di vanificare tali sforzi non prendendo in sufficiente considerazione il collegamento tra gli strati stessi, ovvero il funzionamento del pacchetto stradale come una unica struttura dell'ingegneria civile. Ecco che, se i tecnici contraenti, i progettisti ed i costruttori soprattutto, non hanno riferimenti normativi relativi al collegamento tra gli strati ed alle mani d'attacco cui attenersi nella realizzazione della pavimentazione, si corre il rischio di non porre adeguata attenzione nei confronti degli aspetti che governano il problema descritti in Tabella 1.1. Così, ad esempio, la scelta delle emulsioni da applicare può essere non progettata, i quantitativi stesi non controllati, i tempi di rottura non attesi, i sormonti delle membrane non rispettati, etc., ma soprattutto, l'effettivo collegamento tra gli strati del pacchetto non essere verificato né alla consegna dei lavori, né in seguito.

Si comprende quindi come prima causa dei problemi di distacco tra gli strati della pavimentazione stradale sia proprio la mancanza di regole ed indicazioni chiare, basate su studi e sperimentazioni scientifiche valide, che sensibilizzino e responsabilizzino gli addetti ai lavori circa un fenomeno troppo spesso sottovalutato e fonte di notevole detrimento per il corretto funzionamento della sovrastruttura realizzata.

CAPITOLO 2

ANALISI TEORICA DEL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI

2.1 INTRODUZIONE

Le sollecitazioni che interessano i punti nell'intorno del collegamento all'interfaccia tra due strati adiacenti di una pavimentazione stradale multistrato, sono intuitivamente, dipendenti da diversi fattori quali:

- l'entità dei carichi agenti: statici, dinamici, verticali, orizzontali, etc;
- le condizioni in cui i carichi sono applicati: temperature, frequenze, etc.;
- la presenza di stati di sollecitazione coattivi;
- le caratteristiche meccaniche e geometriche di ciascuno strato;
- le caratteristiche meccaniche e geometriche del collegamento tra gli strati;
- le caratteristiche meccaniche e geometriche del pacchetto stradale;
- la posizione nel pacchetto dell'interfaccia considerata;

In particolare, si può ritenere che, lo stato effettivo del collegamento tra gli strati della pavimentazione, ne influenzi direttamente le prestazioni attraverso il controllo dei livelli tensionali indotti nei materiali che compongono gli strati stessi. A titolo di esempio puramente teorico, si riporta quanto descritto da Tschegg E.K. et al. [23] in merito alla capacità portante di una trave snella appoggiata. In figura 2.1 è schematizzato il confronto flessionale tra una trave singola di dimensioni $(b) \times (l) \times (h)$ ed un sistema di tre travi sovrapposte, ma non solidali, ciascuna avente dimensioni $(b) \times (l) \times (h/3)$. Si supponga che il materiale costituente tutte le travi sia unico e di modulo elastico noto (E). Se si sottopongono le due strutture ad un carico centrato (P) identico, lo stato tensionale e gli spostamenti massimi (w) in mezzzeria risultanti, sono differenti, perché differenti sono i momenti di inerzia (I_y) a confronto. Per la trave singola,

infatti, il momento di inerzia è nove volte maggiore di quello calcolabile per il sistema a tre travi sovrapposte.

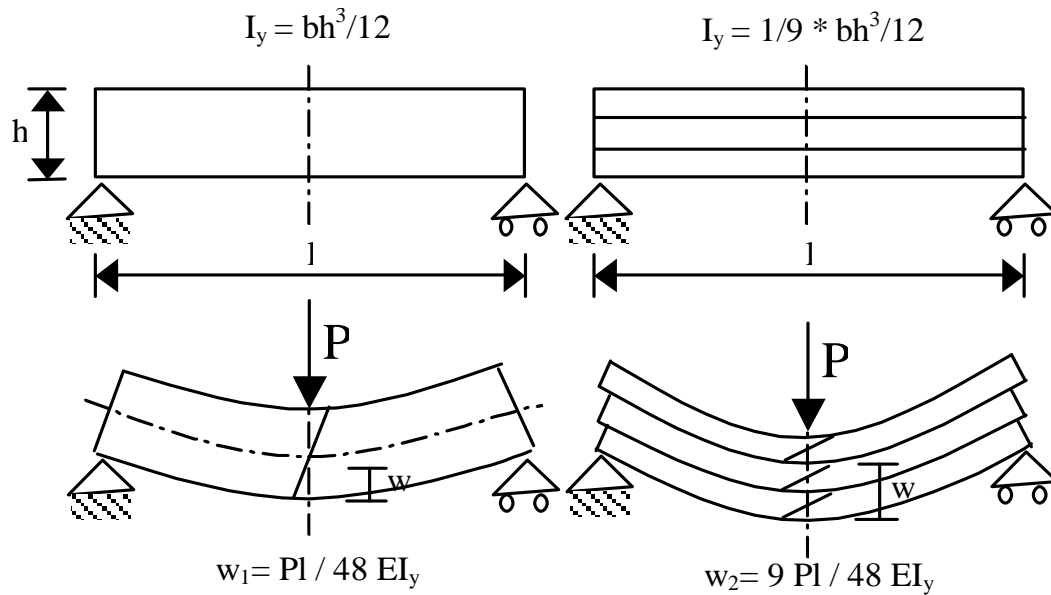


Figura 2.1: Confronto flessionale tra strutture.

La freccia massima risulta pertanto, nove volte maggiore per la trave multipla. Pensando di applicare l'esempio descritto al caso di una pavimentazione stradale, si comprende come la conoscenza dell'effettivo stato di collegamento tra gli strati sia di fondamentale importanza, nella determinazione del livello tenso-deformativo raggiungibile nei materiali costituenti, in particolare in corrispondenza delle interfacce. Il modo in cui le sollecitazioni si distribuiscono nella sovrastruttura ed il conseguente andamento delle tensioni è, infatti, strettamente legato alle condizioni di vincolo tra gli strati. Come si vedrà in seguito, in accordo alle soluzioni del problema dell'andamento delle tensioni in un pavimento multistrato elastica disponibili in letteratura, la distribuzione tensionale in corrispondenza delle regioni di interfaccia è fortemente influenzata dalle condizioni di collegamento dell'interfaccia stessa ed, in particolar modo, ciò avviene negli strati più alti del pacchetto. Questo fatto è significativo,

soprattutto in relazione alle caratteristiche degli strati superficiali stessi ed al fatto che questi sono costruiti in tempi differenti e che ciò, spesso, comporta carenze nel loro collegamento.

Infine, è possibile affermare che, nella realtà, il collegamento esistente tra gli strati della sovrastruttura è sicuramente compreso tra la perfetta adesione ed il completo distacco; i moderni codici razionali per il calcolo delle pavimentazioni flessibili, si avvalgono di opportuni parametri per caratterizzare in tale senso la trasmissione delle sollecitazioni in corrispondenza delle interfacce modellate.

2.2 STUDIO DELLE DISTRIBUZIONI TENSO-DEFORMATIVE

2.2.1 Influenza delle condizioni di interfaccia sulla distribuzione tensionale e deformativa nel pacchetto

Come appena ricordato, il calcolo razionale e la modellazione di sovrastrutture stradali flessibili si fondano comunemente sull'analisi del sistema elastico multistrato. In molti casi, la rappresentazione del collegamento tra gli strati non viene neanche considerata ed il pacchetto stradale viene modellato come un continuo multimaterico. In altri casi, invece, è possibile attivare il controllo dello stato di collegamento tra gli strati attraverso specifici moduli di reazione desunti dalle leggi costitutive dei problemi di contatto alle interfacce; con tali moduli possono essere riprodotte tutte le condizioni di collegamento possibili comprese tra la perfetta adesione ed il completo distacco e conseguentemente descrivere in maniera meno approssimata l'effettivo comportamento della pavimentazione sotto carico. In questo paragrafo, dunque, nell'ambito dell'analisi teorica del collegamento tra gli strati, si vuole sottolineare, attraverso la descrizione di alcune modellazioni rinvenute in letteratura ed un semplice esempio di modellazione con codice BISAR (Shell), l'influenza che le condizioni di collegamento tra gli strati hanno sulle distribuzioni tensionale e deformativa nel

pacchetto e le conseguenti implicazioni di questo nella progettazione della sovrastruttura. L'analisi è proposta principalmente e per semplicità, con riferimento alla sola prima interfaccia, ovvero quella tra strato di usura e strato di collegamento nel caso di pavimentazioni di nuova costruzione, o tra strato esistente e nuovo tappeto, nei casi di ricarico.

Lo studio condotto da Romain J.E. nel 1968 e riproposto dieci anni dopo da Uzan J. et al. [3] è, forse, uno dei primi esempi di modellazione numerica di un pavimentazione stradale multistrato elastica che comprenda anche la caratterizzazione delle interfacce tra gli strati. In figura 2.2 è rappresentato il pacchetto a quattro strati modellato da Romain nel quale è possibile notare il ricorso a grandezze multiple al fine di semplificarne il calcolo.

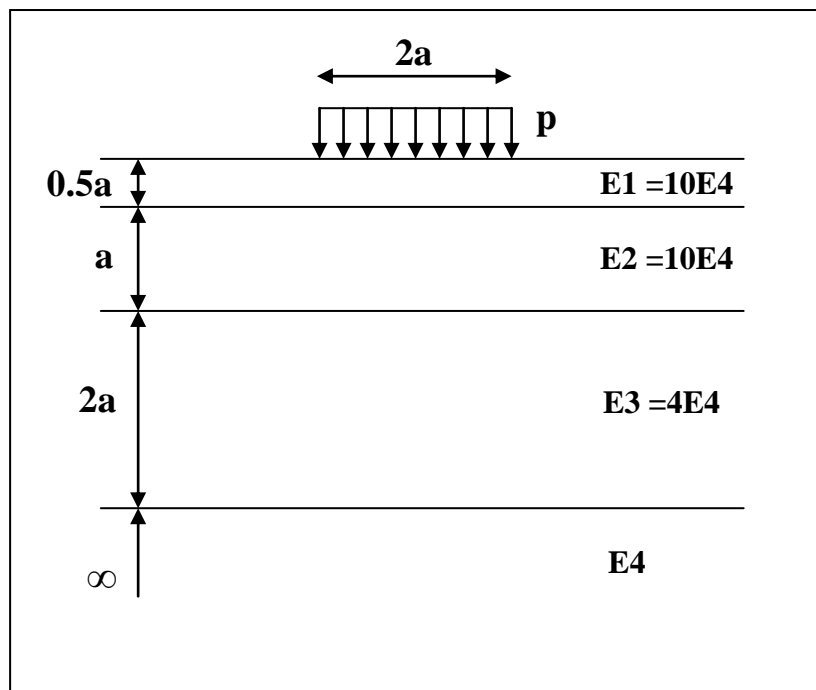


Figura 2.2: Modello a 4 strati di Romain.

La tabella 2.1 riporta i valori effettivi di tensioni, deformazioni e deflessioni relativi a tre configurazioni differenti delle tre interfacce presenti, rapportati alle tensioni, deformazioni e deflessioni calcolate nel caso di aderenza perfetta a tutte le interfacce. Si può osservare come, nella maggior parte dei casi, i valori ottenuti aumentino quando una qualsiasi delle interfacce viene modificata da

perfettamente aderente e completamente distaccata. In particolare, è interessante notare come vi sia un aumento delle deformazioni a trazione alla base dello strato adiacente all'interfaccia le cui proprietà sono state mutate. Inoltre, è opportuno sottolineare l'aumento delle deformazioni a compressione all'apice del sottofondo e come, dal modello, le deflessioni superficiali non risentano in modo significativo dal cambiamento del collegamento alla prima interfaccia. Infine, si osservi che l'influenza della condizioni di interfaccia sia più pronunciata quando il rapporto tra i moduli elastici degli strati adiacenti è prossimo all'unità.

Condizione interfaccia	Prima interfaccia Seconda interfaccia Terza interfaccia	(1) <u>distacco</u> adesione adesione	(2) adesione <u>distacco</u> adesione	(3) <u>distacco</u> <u>distacco</u> adesione
<i>Primo strato</i>	Tensione max compr. Tensione max traz. Deform. max compr. Deform. max traz. Deflessione	0.79 21.9 2.83 1.93 1.20	1.02 1.92 1.07 1.10 1.19	0.89 26.9 3.07 2.07 1.43
<i>Secondo strato</i>	Tensione max compr. Tensione max traz. Deform. max compr. Deform. max traz.	1.74 1.08 1.27 1.30	0.98 2.26 1.72 1.44	1.81 2.73 2.25 1.89
<i>Terzo strato</i>	Tensione max compr. Tensione max traz. Deform. max compr. Deform. max traz.	1.55 1.38 1.28 1.22	1.48 1.23 0.92 0.92	2.29 1.77 1.18 1.29
<i>Quarto strato</i>	Tensione max compr. Deform. max traz. Deflessione max	1.40 1.37 1.19	1.74 1.37 1.39	2.40 1.97 1.58

Tabella 2.1: Risultati relativi per il modello 4-strati con differenti condizioni di interfaccia.

Uzan propone il modello da lui messo a punto per la rappresentazione del collegamento parziale tra gli strati della sovrastruttura flessibile elastica multistrato. Esso si basa sull'assunzione che il collegamento tra due strati adiacenti, sia paragonabile ad un sottile film di materiale avente modulo di Taglio (G) e spessore (t) e che la tensione tangenziale (τ) all'interfaccia, dovuta all'applicazione dei carichi esterni, determini uno spostamento relativo orizzontale (Δu) tra le due facce tale per cui si abbia:

$$\tau = G \gamma \quad (1)$$

dove (γ) rappresenta la deformazione di taglio del film di materiale pari a ($\Delta u/t$); sostituendo quest'ultimo in (1) si ottiene:

$$\tau = (G/t) \Delta u \quad (2)$$

ovvero,

$$\tau = K \Delta u \quad (3)$$

dove, esprimendo (τ) in N/m^3 e (Δu) in m , risulta (K), Modulo di Reazione orizzontale dell'interfaccia o Modulo di Rigidezza al taglio [33][42] espresso in MN/m^3 . L'equazione (3) rappresenta la nota legge costitutiva di Goodman per la descrizione del comportamento all'interfaccia nei multistrati elastici [1]. Con riferimento alla teoria lineare elastica, il modulo (K) si assume essere costante.

La figura 2.3, schematizza la sovrastruttura caricata a 4 strati utilizzata da Uzan per investigare l'influenza delle condizioni di collegamento in corrispondenza dell'interfaccia più superficiale sulla distribuzione delle tensioni nel pacchetto. Si osservi come il carico del modello, sia costituito da una distribuzione di pressione uniforme (p) di raggio (a). Il primo risultato dello studio, è stato quello di individuare un range di valori di (K) compreso tra i 1000 ed i 100000 MN/m^3

per il quale si verifica una sensibile variazione nella tensione radiale di trazione (o nella deformazione radiale di trazione) alla base dello strato superiore.

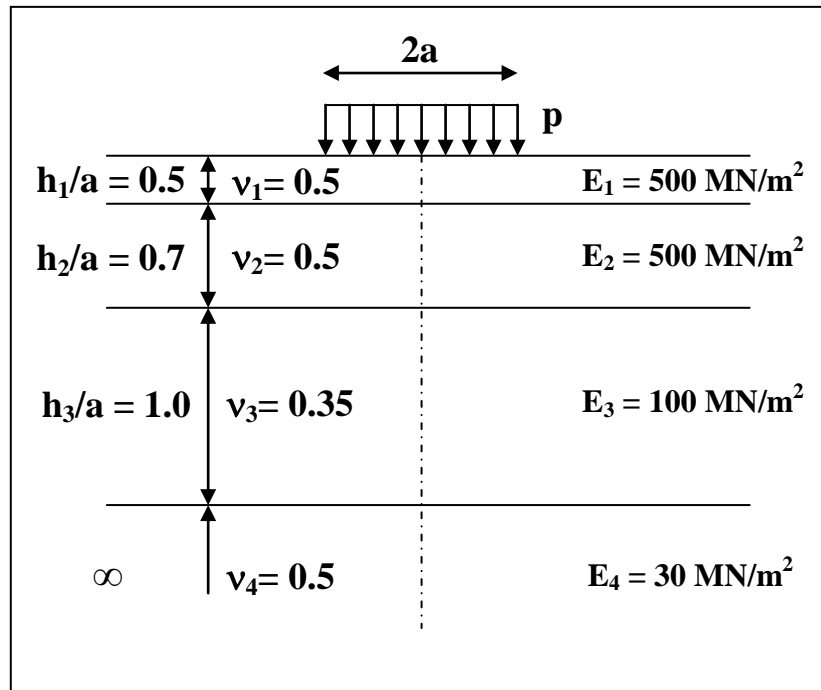


Figura 2.3: Modello a 4 strati di Uzan.

La variazione del comportamento della sovrastruttura, in relazione alle condizioni di collegamento all'interfaccia, è raffigurato in figura 2.4, dove è graficato l'andamento delle deformazioni radiali (ϵ_r) normalizzate rispetto alla pressione superficiale (p) con la profondità nei seguenti casi:

- a) collegamento di perfetta adesione; ($K = \infty$)
- b) collegamento di completo distacco; ($K = 0$)
- c) $K = 10000 \text{ MN/m}^3$;
- d) $K = 100000 \text{ MN/m}^3$.

Nel caso di interfaccia completamente distaccata o di valori di (K) piccoli, la deformazione radiale a trazione, alla base del primo strato, è maggiore rispetto al caso di collegamento con perfetta adesione. Alla sommità del secondo strato poi, l'inserimento di una interfaccia debole, comporta il passaggio delle (ϵ_r/p) dalla trazione alla compressione. All'aumentare del valore di (K) all'interfaccia, lo

stato deformativo si avvicina a quello calcolato per il collegamento perfetto. Per il caso c), in cui (K) è assunto pari a 10000 MN/m^3 , la deformazione radiale all'estradosso del secondo strato risulta ancora di compressione.

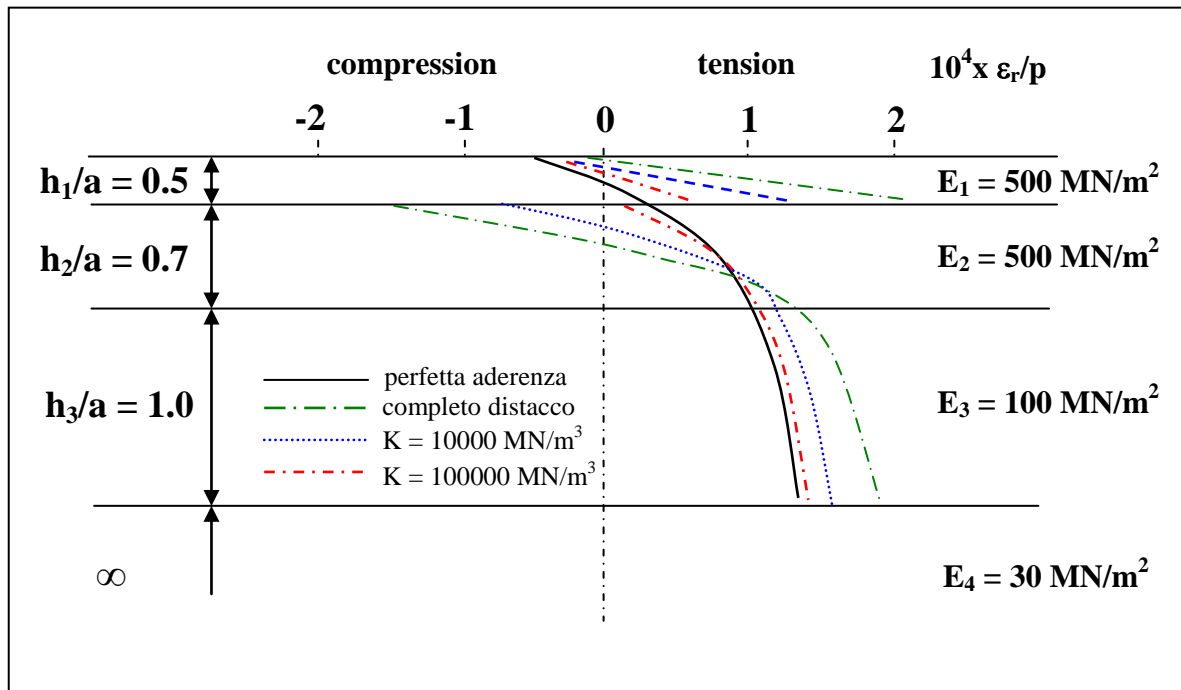


Figura 2.4: Distribuzione delle deformazioni radiali normalizzate con la profondità.

Una sperimentazione dell'epoca, comprovante quanto riportato sopra, fu condotta da Bleyenbergh W.G. et al. [3]. Una pavimentazione multistrato flessibile venne dotata di estensimetri posizionati alle interfacce tra gli strati bituminosi il cui Modulo di Rigidezza fu fissato in 2000 MPa . I libretti di cantiere, riferiscono che la costruzione dello strato bituminoso superficiale venne realizzata 20 mesi dopo quella dello strato di collegamento; per tale motivo fu possibile ritenere che vi potesse essere un migliore collegamento tra gli strati sottostanti rispetto a quelli superficiali. La distribuzione delle deformazioni computata tramite il software BISAR, ottenuta modellando la perfetta adesione tra gli strati bituminosi della sovrastruttura monitorata da Bleyenbergh, viene confrontata in figura 2.5 sovrapponendovi i livelli deformativi effettivamente misurati in sito.

Dalla figura si può evincere che:

- alla sommità del secondo strato, la deformazione misurata è di compressione, laddove l'analisi numerica fornisce trazione;
- alla sommità del terzo strato, le deformazioni calcolate si collocano nella parte superiore del campo di valori misurato in sito;
- alla superficie della pavimentazione, la deformazione a compressione è apparentemente più ampia di quella calcolata; in tale caso, la discrepanza può essere attribuita alla vicinanza degli estensimetri ai carichi transitanti.

Con riferimento alla figura 2.4 è possibile ritenere che lo stato deformativo misurato in sito, corrisponda al caso di collegamento parziale della interfaccia più superficiale, come tracciato qualitativamente con linea continua nera in figura 2.5.

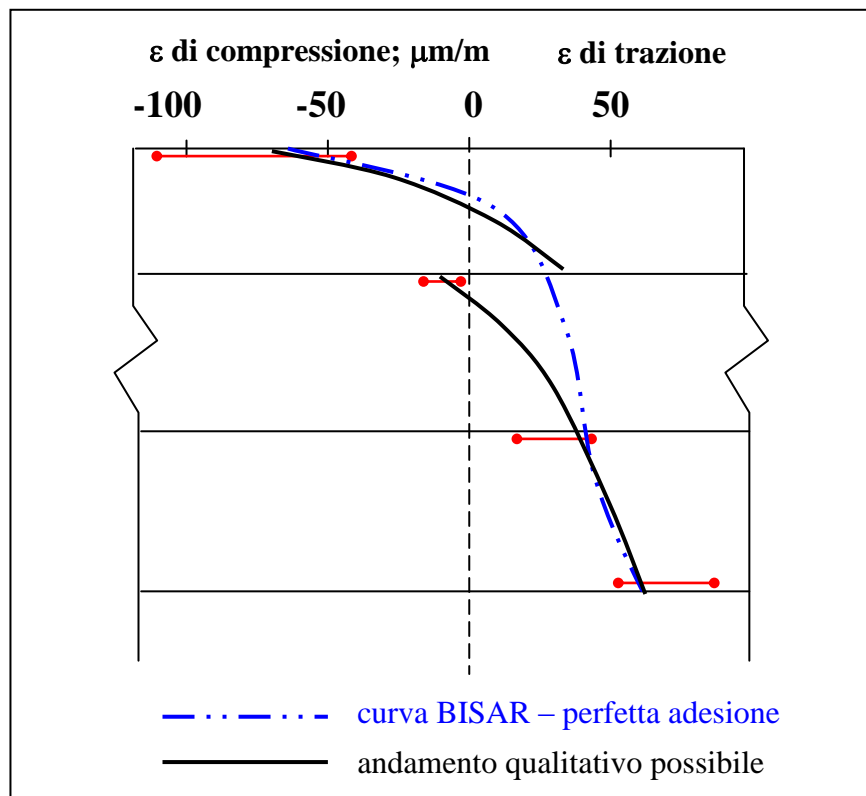


Figura 2.5: Confronto tra deformazioni misurate in sito e modellate.

In generale, dunque, anche questo esempio sperimentale prova che, nel passaggio da una condizione all'interfaccia di completo distacco, ad una teorica di perfetta adesione tra gli strati, le deformazioni (ϵ) di trazione alla base dello strato superiore si riducono, tendendo al valore corrispondente alla totale adesione ed, analogamente, alla sommità dello strato inferiore, le deformazioni di compressione tendono ad annullarsi ed a portarsi nel campo delle trazioni. Non esistendo, nella realtà, le condizioni teoriche di perfetta adesione e completo distacco, lo stato tenso-deformativo effettivo si assesta tra le due distribuzioni limite descritte dall'analisi numerica. Si osserva inoltre, che l'analisi non prende in considerazione la non-linearità del comportamento dei materiali bituminosi, ma ciò si ritiene non possa essere causa dell'inversione di segno delle deformazioni nel modello.

2.2.2 Modellazione numerica del collegamento tramite codice BISAR

Come ultimo esempio di modellazione numerica che descriva l'influenza dell'entità del collegamento tra gli strati sul comportamento della sovrastruttura, si propongono due modelli di multistrato elastico identici, ma caricati diversamente. Nel primo modello, il carico trasmesso da una coppia di ruote gemellate dal peso di 30 KN ciascuna è solamente verticale; nel secondo, invece, si suppone anche una condizione di decelerazione (od accelerazione) dello stesso veicolo che, con un coefficiente di aderenza longitudinale (f_l) tra pneumatico e pavimentazione pari a 0.7, esplica una coppia di forze orizzontali di contatto pari a 21 KN ciascuna.

Se col primo modello si vuole confermare la correttezza delle analisi condotte da Uzan circa la distribuzione delle deformazioni nella sovrastruttura al variare delle condizioni di collegamento alla prima interfaccia, col secondo si vogliono mostrare i valori degli spostamenti che si possono effettivamente verificare in corrispondenza della stessa interfaccia quando la pavimentazione stradale

flessibile è soggetta anche a comuni azioni orizzontali. La figura 2.6 rappresenta il modello analizzato per il caso di carichi verticali ed orizzontali. In essa, sono riportati i valori dei parametri elastici e gli spessori degli strati componenti il pacchetto, da inserirsi nel programma di calcolo.

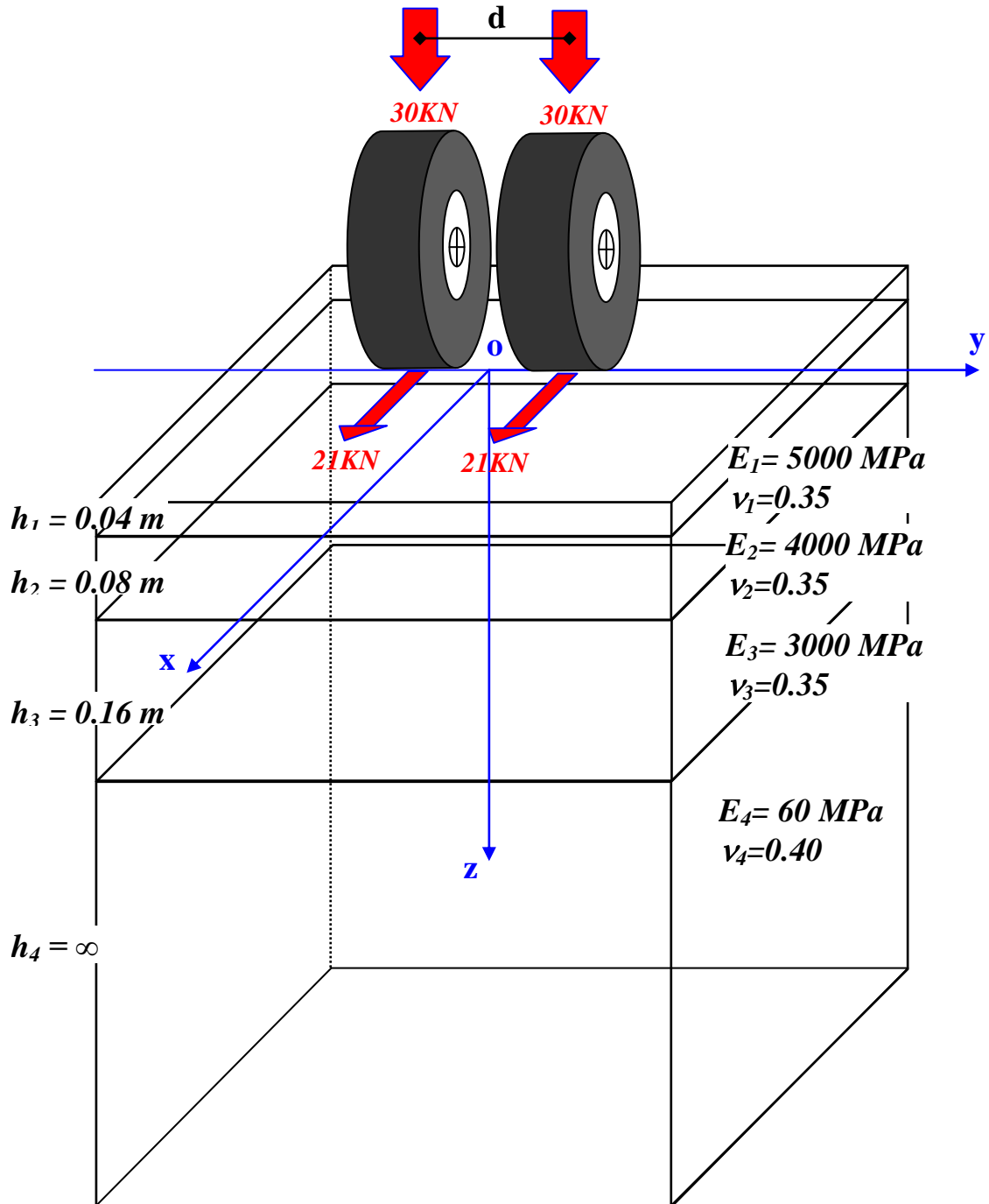


Figura 2.6: Multistrato elastico sottoposto a carichi verticali ed orizzontali.

Occorre quindi definire il valore della pressione di contatto pneumatico-superficie attraverso il raggio dell'impronta circolare di carico; per una pressione (p_g) di circa 7.6 atm il raggio (r_i) di impronta risulta di 0.112 m. La distanza (d) tra gli assi delle ruote gemelle è pari a 0.424 metri. I dati di input prevedono, inoltre, la definizione della condizione di collegamento all'interfaccia studiata, attraverso il valore del Modulo di Spring Compliance (K_s), pari all'inverso del Modulo di reazione orizzontale (K) introdotto da Goodman e ripreso da Uzan. Alla stregua di quanto visto in precedenza, si considerano qui, per ciascun modello, cinque sistemi multistrato nei quali viene variato il parametro (K_s), espresso in m^3/N , al fine di riprodurre le diverse condizioni di interfaccia volute. In particolare, la tabella 2.2 riporta i cinque valori di Spring Compliance utilizzati nei sistemi modellati; essi corrispondono ad altrettanti valori di (K), espressi in MN/m^3 , nei modelli proposti da Uzan [3] e da Al Hakim B. [42][49][67][68].

Numero Sistema	Condizione di collegamento	(K_s) in m^3/N BISAR	(K) in MN/m^3 Uzan&Hakim
1	perfetta aderenza	0	∞
2	intermedio	$1.0 \cdot 10^{-11}$	100000
3	intermedio	$1.0 \cdot 10^{-10}$	10000
4	intermedio	$1.0 \cdot 10^{-09}$	1000
5	int./distacco	$1.0 \cdot 10^{-08}$	100

Tabella 2.2: Valori di Spring Compliance (K_s) attribuiti nei 5 sistemi analizzati.

Infine, devono essere individuati i punti all'interno del pacchetto stradale per i quali riportare il computo. Per tracciare gli andamenti tenso-deformativi completi in funzione della profondità ed, allo stesso tempo, restituire i valori di tensioni e deformazioni in corrispondenza dell'interfaccia analizzata, si è definito un set di sei punti di calcolo individuati sulla verticale di simmetria del

sistema, coincidente con l'asse (z) del riferimento principale. Nella tabella 2.3 sono contenuti i valori delle profondità dei sei punti a cui eseguire il calcolo ed i corrispondenti strati in cui essi si trovano. Si noti come, la coppia di valori (2) e (3) definisca due punti prossimi alla prima interfaccia, ma appartenenti a strati diversi.

Punto di calcolo	Profondità (m)	Strato
1	- 0.001	1
2	- 0.039	1
3	- 0.041	2
4	- 0.119	2
5	- 0.121	3
6	- 0.279	3

Tabella 2.3: Profondità dei punti di calcolo e strati corrispondenti.

Per quanto riguarda il primo modello calcolato, in figura 2.7 sono rappresentate le distribuzioni delle deformazioni (ϵ_{xx}) normalizzate tramite la pressione di contatto (p), in funzione della la profondità nel pacchetto e della condizione di collegamento alla prima interfaccia, caratterizzata dal valore assunto dal Modulo di Reazione orizzontale (K).

Il risultato rispecchia fedelmente quanto ottenuto da Uzan. Pur se con valori differenti per via dei diversi materiali, spessori e condizioni di carico, gli andamenti ottenuti confermano la notevole dipendenza degli stati deformativi all'interno del pacchetto stradale, dall'entità del modulo (K) relativo alla prima interfaccia. Dalla condizione di continuità ottenuta nel caso di un modulo infinito corrispondente ad un perfetto collegamento, si passa a distribuzioni discontinue. Se un valore di (K) pari a 100000 MN/m^3 comporta un lieve scostamento dalla condizione di perfetto collegamento, uno pari a 1000 MN/m^3 determina addirittura il cambio di segno per la deformazione in corrispondenza del lembo inferiore dello strato superficiale (linea blu) ed un ulteriore aumento,

in modulo di quella al lembo superiore dello strato di binder. Se poi si scende a valori di (K) prossimi alla condizione di assenza di collegamento, la variazione delle deformazioni all'interfaccia è ancora più evidente al punto che, lo strato di usura ed il restante pacchetto bituminoso, si comportano come due elementi sovrapposti disgiunti analogamente a quanto visto nel primo paragrafo col semplice esempio proposto da Tschegg.

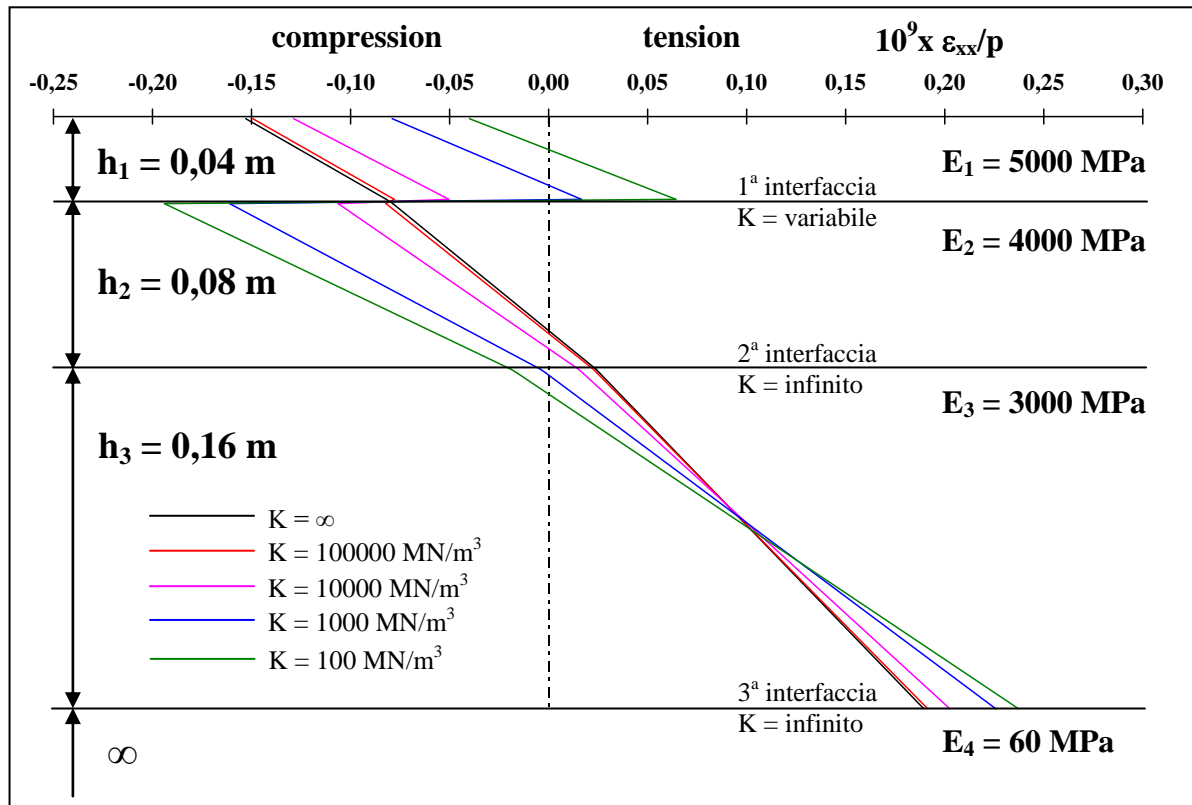


Figura 2.7: Distribuzioni delle deformazioni al variare di (K) nella prima interfaccia .

Dal secondo modello si ritiene interessante descrivere gli andamenti degli spostamenti dei punti del pacchetto al di sotto del carico, nella direzione delle azioni orizzontali (x). In figura 2.8 si sono pertanto tracciate le curve (u_x) in funzione della profondità e delle condizioni di collegamento alla prima interfaccia. In tale caso (K) è stato fatto variare, per completezza, da un valore infinito ad uno pari ai 10 MN/m³, corrispondenti rispettivamente alla condizione di perfetto collegamento ed a quella di prossimo distacco. Il risultato della

modellazione è significativo. Nel caso in cui alla prima interfaccia vi sia un collegamento perfetto, gli spostamenti dei punti del pacchetto sottostanti il carico in direzione (x) variano con continuità nel pacchetto e si assestano, in corrispondenza della stessa interfaccia, su valori pari a circa 6 centesimi di millimetro. La curva relativa ad un valore di (K) di 100000 MN/m³ è tanto prossima a quella precedente che non è possibile distinguerle sul grafico. Anche la curva per (K) pari a 10000 MN/m³ è prossima alla continuità.

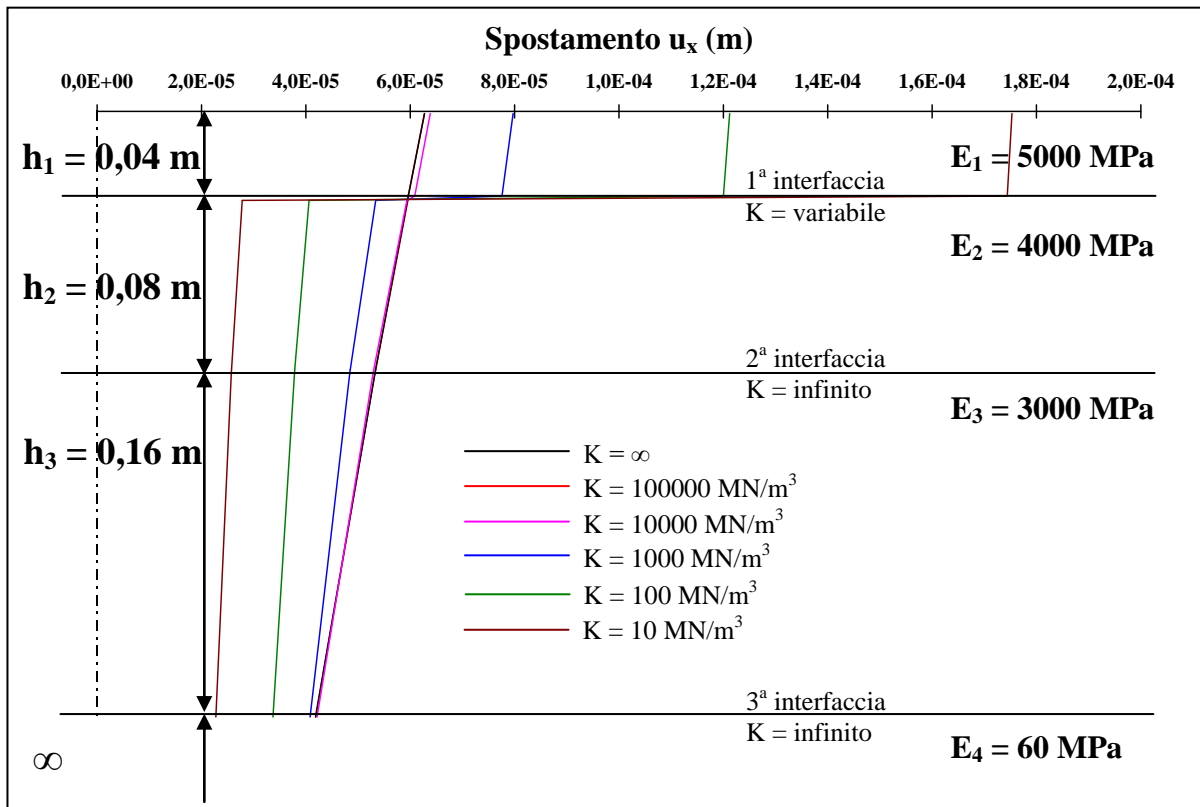


Figura 2.8: Spostamenti in direzione (x) dei punti sottostanti ai carichi per (K) variabile.

A riprova di quanto affermato da Uzan, in figura 2.8 è evidente poi come la variazione delle condizioni di collegamento sia marcata per valori di (K) inferiori ai 10000 MN/m³. Per (K) pari a 1000 MN/m³ lo strato superficiale inizia a slittare sopra quello sottostante determinando uno spostamento relativo tra i punti originariamente a contatto di almeno 2 centesimi di millimetro. Il sistema per il quale il valore di Modulo di Reazione orizzontale è stato fissato in 100 MN/m³ presenta uno spostamento pari a più di un decimo di millimetro per

tutto lo strato superficiale rispetto alla condizione di riposo ed uno spostamento relativo di 8 centesimi di millimetro rispetto alla porzione inferiore della pavimentazione. Il caso estremo è rappresentato dal modello di multistrato elastico per cui il (K) della prima interfaccia è pari a soli 10 MN/m^3 . In esso lo spostamento relativo tra i punti di interfaccia è di circa 1.5 decimi di millimetro. In pratica, la porzione inferiore della sovrastruttura risente in minima misura dell'azione orizzontale dal veicolo, mentre quella superiore scorre allontanandosi di quasi 1.8 decimi di millimetro dalla configurazione originaria. Pur trattandosi di una modellazione elastica approssimata della realtà, l'esempio proposto mette nuovamente in luce l'importanza del collegamento alle interfacce del pacchetto stradale, in particolare per quella più superficiale. I risultati ottenuti debbono essere raffrontati anche alle condizioni di resistenza a fatica dei materiali all'interfaccia; gli spostamenti calcolati sono infatti relativi ad una unica applicazione di carico a cui, nella realtà, ne seguiranno certamente altre.

2.3 ANALISI DEL COLLEGAMENTO ALL'INTERFACCIA

2.3.1 Introduzione all'analisi

Il secondo passo nell'analisi teorica del collegamento tra gli strati di una pavimentazione stradale, riguarda direttamente quello che avviene in corrispondenza dell'interfaccia tra due conglomerati bituminosi adiacenti, quando questi sono soggetti, sia all'azione verticale (p_v) dovuta al solo peso statico dei veicoli, sia all'azione orizzontale (q_h) dovuta, ad esempio, alle forze che la ruota esplica sulla superficie del piano viabile in fase di frenatura. Entrambe le azioni descritte sono applicate sull'area di contatto pneumatico-superficie stradale in modo non uniformemente distribuito, in relazione alle caratteristiche del pneumatico, alla sua pressione di gonfiaggio, alle

caratteristiche della superficie viabile eccetera. Tuttavia, nella descrizione seguente, si terrà conto per semplicità, di una distribuzione uniforme delle azioni citate e non si considererà il momento all'interfaccia dovuto alla eccentricità di (q_h) rispetto al piano (t-t).

La figura 2.9 è stata ottenuta sovrapponendo alcuni elementi grafici colorati, ad una fotografia digitale ravvicinata dell'interfaccia tra due strati superficiali di conglomerato bituminoso, così come osservabili da una sezione verticale di una carota prelevata in sito. Quali sono i fattori che intervengono nella caratterizzazione del comportamento del collegamento strato-strato quando esso è sottoposto alle azioni sopra descritte? Per rispondere a questo interrogativo, si è pensato di identificare in figura, i quattro fattori che si ritiene partecipino maggiormente allo sviluppo della resistenza meccanica del collegamento in esame. In seguito, sulla base degli studi scientifici inerenti rinvenuti in letteratura, si fornirà per ciascuno di essi una descrizione teorico-pratica delle modalità con le quali si esplica, cercando anche di valutarne il compito nel comportamento d'insieme del collegamento e quindi, di attribuirvi un peso. Essendo, inoltre, nota l'influenza della variabile temperatura sul comportamento dei materiali bituminosi, se ne descriveranno gli effetti considerandola all'interno del campo di utilizzo comune.

I fattori studiati sono:

- a) **l'ingranamento** reciproco offerto dagli aggregati dei due conglomerati a contatto;
- b) **l'adesione** del bitume di miscela agli inerti del conglomerato di appartenenza;
- c) **la coesione** che il bitume è in grado di sviluppare tra gli inerti del conglomerato di appartenenza;
- d) **l'adesione e la coesione** che il bitume della mano d'attacco (residuo anidro od applicato a caldo) sviluppa nei confronti degli aggregati coi

quali viene a contatto, appartenenti ai due conglomerati adiacenti, tenendo anche conto della presenza dei bitumi di miscela a ricoprire gli inerti.

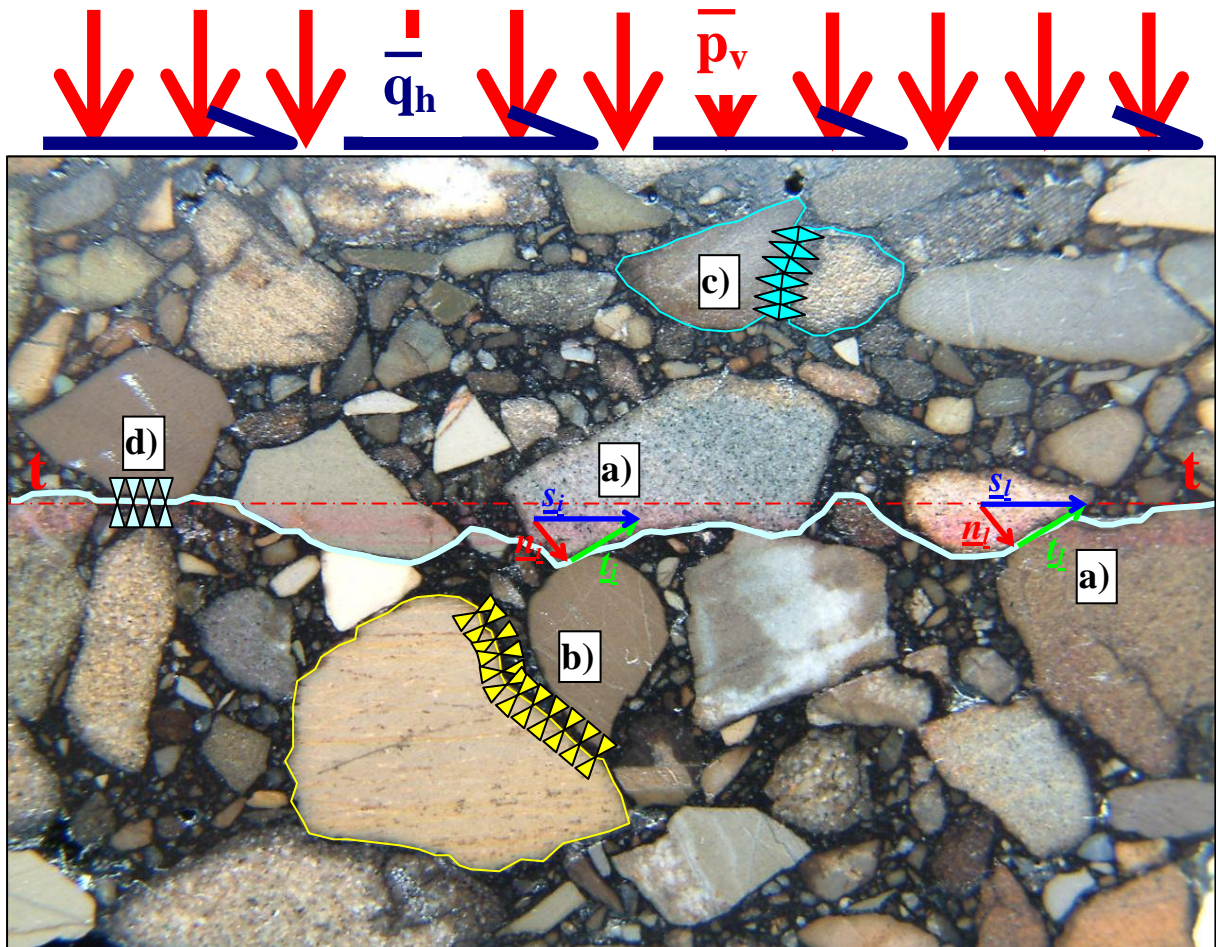


Figura 2.9: Comportamento di una interfaccia: fattori che caratterizzano il collegamento.

Si sottolinea inoltre come, nell'analisi proposta, si prescinda dalla qualità dei materiali utilizzati, ipotizzando che le miscele impiegate siano state confezionate correttamente e che la loro posa in opera sia stata eseguita nel rispetto dei requisiti di spessore e di compattazione necessari. Analogamente, si ipotizza che il bitume adottato per la mano d'attacco sia del tipo adeguato e sia stato steso (a freddo in emulsione o direttamente a caldo) nel rispetto dei quantitativi previsti per la realizzazione del lavoro a regola d'arte e, nel caso di emulsione, siano stati attesi i tempi necessari alla corretta rottura della stessa.

2.3.2 Fattore a): l'ingranamento tra gli strati

Nel capitolo primo si era già fatto cenno all'importanza del reciproco ingranamento tra gli strati bituminosi di interfaccia nello sviluppo delle proprietà di resistenza del collegamento. In particolare, si era ricordato come, in seguito all'applicazione di uno sforzo tagliante in corrispondenza di una interfaccia teorica, si potesse generare una resistenza al taglio offerta dal dislocamento e scavalcamento reciproco tra gli inerti appartenenti ai due strati adiacenti. In figura 2.9 è chiaramente visibile come, in prossimità del piano di taglio, si generino alcuni punti di contatto aggregato-aggregato tra inerti appartenenti ai due diversi conglomerati. A cosa sono dovuti questi punti di contatto? Come si sono creati? Che cosa accade in essi e quale contributo ne perviene alla resistenza del collegamento tra gli strati? Quale è il comportamento di insieme dello strato superiore in relazione a tale ingranamento? Rispondere a tali questioni è alquanto complesso, soprattutto se si considerano anche le variabili bitume e temperatura.

Innanzitutto, occorre precisare il motivo per cui aggregati appartenenti a conglomerati di strati diversi, possono trovarsi nella configurazione di figura 2.9. La posa degli strati della pavimentazione stradale avviene, come già descritto, in tempi successivi; ultimata la compattazione dello strato di collegamento, ad esempio, si passa alla posa a caldo dello strato di usura. Il piano di posa, in questo caso, è costituito dalla superficie di estradosso del binder, la quale presenta una determinata macro e microtessitura superficiale, legata alle caratteristiche della miscela, alla sua compattazione ed allo spessore dello strato. In sostanza, la superficie ottenuta è il risultato dell'assestamento degli inerti del conglomerato ricoperti di bitume ad una determinata temperatura, sotto l'azione della vibrofinitrice e della superficie cilindrica liscia del rullo compattatore. L'ingranamento col conglomerato soprastante dipenderà quindi da fattori quali: la dimensione nominale media della macrorugosità

superficiale del binder, la distribuzione granulometrica della miscela di usura, il tipo e la percentuale di legante della stessa, oltre ovviamente, alla temperatura ed alle condizioni di compattazione. Se si ipotizza, invece, una superficie di posa al limite perfettamente rigida e piana, ovvero senza rugosità superficiale, ci si può immaginare che all'interfaccia, la miscela di usura si distribuisca in maniera del tutto analoga a quanto visibile in superficie e, conseguentemente, non si abbia l'inclusione di aggregati nel conglomerato sottostante, ovvero non si crei ingranamento reciproco. Tale esempio è stato riportato per spiegare come, la configurazione tessiturale del conglomerato del piano di posa (binder), così come appare prima del passaggio della vibrofinitrice, non resti immutata in seguito alla stesa del conglomerato successivo. Bisogna infatti pensare che, trattandosi di conglomerati bituminosi, vi possa essere una riorganizzazione degli inerti più superficiali in seguito al rammollimento del bitume di miscela dovuto al calore del materiale appena posato ed alla pressione che il compattatore esercita sugli aggregati di confine. Ecco che, a seconda delle caratteristiche delle miscele e della loro compattazione in opera, la cicatrice di interfaccia può essere più o meno evidente, più o meno profonda e più o meno resistente meccanicamente.

A questo punto, prima di osservare cosa determina l'ingranamento sul comportamento di insieme dell'interfaccia, è necessario descrivere sommariamente quello che accade in corrispondenza della zona di contatto aggregato-aggregato quando sugli inerti agisce una forza. Tale forza potrà essere identificata come la risultante delle azioni esterne verticali ed orizzontali descritte in precedenza o solamente di quelle orizzontali nel caso in cui si ipotizzi l'assenza teorica di quelle verticali. Per semplicità, si suppone che essa agisca parallelamente al piano di interfaccia. Sempre dal punto di vista teorico, è noto che due aggregati possono tangere in un unico punto; nelle realtà però questo non avviene e il contatto è distribuito su di un'area più o meno estesa

della superficie esterna degli inerti a seconda della loro forma e della loro posizione reciproca. Su tale area di contatto vengono trasmesse, da aggregato ad aggregato, le sollecitazioni derivanti dall'applicazione dei carichi esterni. In figura 2.10 è riportato un esempio schematico di contatto aggregato-aggregato. Come è ovvio, per date forma e natura litica degli aggregati, loro posizione reciproca e loro orientamento (ϑ) nei confronti della sollecitazione esterna, si verifica un determinato stato tensionale e deformativo all'interno degli inerti stessi ed sull'area (λ) di mutuo contatto.

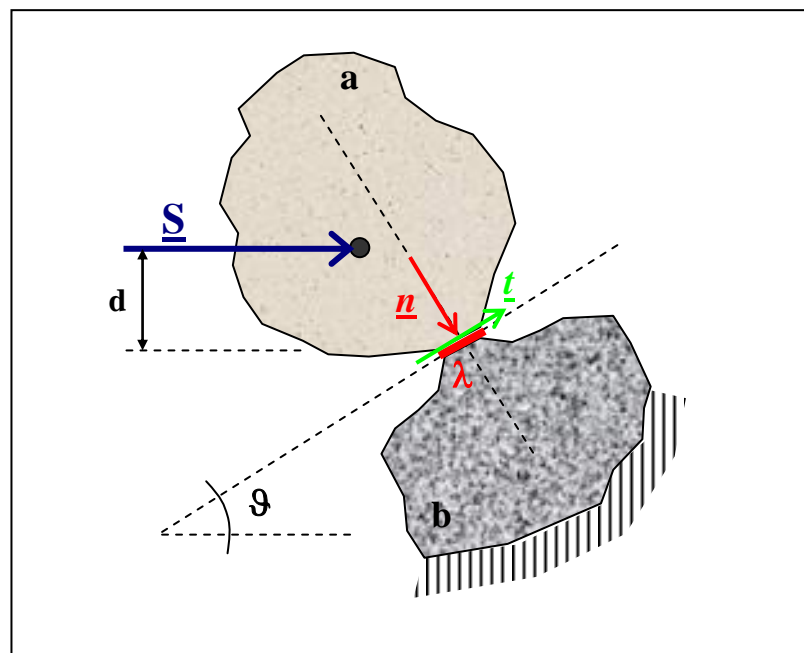


Figura 2.10: Schematizzazione del contatto tra inerti.

Con riferimento all'aspetto meccanico del contatto si può ritenere valido quanto segue. Se l'inclinazione (ϑ) del piano passante per l'areola (λ) è negativa, allora gli inerti inizialmente a contatto tenderanno a separarsi senza lo sviluppo di forze nel sistema, se non quelle di adesione e coesione dovute al bitume che li ricopre. Nel caso in cui (ϑ) sia compreso tra 0° e 180° si verifica, invece, quanto schematizzato in figura. In sostanza, la forza (S) al contatto può essere scomposta in una componente (n) normale al piano di contatto ed una (t) ad esso

tangente. La condizione per cui si verifichi lo scorrimento dell'aggregato (a) su quello (b), supposto vincolato, è la seguente:

$$t > n \operatorname{tg}(\psi) + C\lambda$$

dove (t) ed (n) sono le componenti di (S), $\operatorname{tg}(\psi)$ è il fattore attritivo, (C) è la coesione offerta dal legante e (λ) è l'areola di contatto sulla quale, per semplicità, si suppone agire tale coesione. Si sottolinea come, in questo semplice modello, il parametro (ψ), che esprime l'angolo di attrito tra gli elementi, sia dipendente da diversi aspetti quali: la microtessitura superficiale degli inerti a contatto legata alla loro natura mineralogica, il tipo od i tipi di bitume che li ricoprono (di miscela e dall'emulsione), lo spessore del film di bitumi, la temperatura a cui si trovano, ovvero la loro viscosità. Analogamente, il parametro (C) descrive la coesione offerta dai bitumi presenti, in relazione alla temperatura ed alla velocità di applicazione del carico, ossia rappresenta la capacità che i leganti che ricoprono gli inerti hanno di mantenerli nella loro posizione iniziale reciproca. Nella realtà lo sviluppo della coesione si presume interessi una superficie più estesa di quella del semplice contatto, coinvolgendo anche porzioni di legante via via radialmente più distanti da (λ). Si osservi in merito a ciò, quanto riportato in seguito sul fattore coesione al punto c).

Se, dunque, si verifica una (t) di intensità tale per cui l'aggregato (a) possa iniziare a scorrere su (b), lo spostamento avverrà fintanto che esiste una (t_{λ_i}) sulle areole (λ_i) di contatto successive tale per cui risulta vinto lo sforzo resistente dovuto all'attrito residuo tra gli inerti ed alla coesione residua dei leganti. Ovviamente, se l'inclinazione (ϑ) delle areole di contatto successive cambia, e/o la forza (S) cambia, muteranno anche i termini e la forma della disequazione residua. Va detto che, quanto descritto, accade non considerando la presenza di altri aggregati nell'intorno dei due inerti schematizzati in figura

2.10. La presenza di altri inerti e di altro bitume costituisce ovviamente una condizione di vincolamento aggiuntiva al contorno.

Se, invece, su (λ) vale inizialmente che:

$$t < n \operatorname{tg}(\psi) + C\lambda$$

allora si manifesta prima il momento definito da (S) per il braccio (d) rispetto al contatto. L'aggregato (a) non scorre, ma inizia subito a ruotare attorno a (λ) . Ruoterà fintanto che il momento non si annulla o fino a quando la disequazione per le nuove configurazioni di contatto, non cambierà di segno e l'aggregato potrà iniziare a scorrere su (b) traslando.

In definitiva, quello che si immagina accadere nella realtà, è un moto di rototraslazione di (a), intervallato da rotazioni o traslazioni pure, in relazione al verso iniziale della disequazione proposta ed alle condizioni residue (post picco) dei parametri di attrito e coesione, oltre che all'inclinazione delle aree di contatto successive.

La descrizione di cui sopra è, come detto, stata condotta per il sistema di contatto singolo di figura 2.10. Tale sistema è riprodotto all'interno di un doppio strato bituminoso un considerevole numero di volte; non soltanto, così come visibile in figura 2.9, all'interfaccia tra due strati e composto da aggregati appartenenti a conglomerati diversi ed, al limite, da tre bitumi diversi, ma anche all'interno di ciascuno strato, formato dagli inerti e dal bitume della miscela bituminosa stessa. Ecco che, il comportamento descritto, è valido per qualunque tipo di contatto aggregato-aggregato che si verifichi nei neri del pacchetto stradale. Tuttavia, le caratteristiche dei due tipi di contatto citati sono assai differenti, e proprio in questo risiede la ragione per cui, il distacco superficiale di porzioni di conglomerato, avviene principalmente all'interfaccia e non nel volume dei conglomerati che vi si affacciano. Il motivo sperimentalmente più

evidente è legato al fatto che gli strati sono stesi e compattati in tempi successivi; la tessitura superficiale del piano di posa, pur mostrando una rugosità dipendente dal tipo di miscela e dalla sua compattazione, resta comunque riconoscibile sulla superficie laterale di una carota prelevata in sito; in pratica, la circonferenza di interfaccia si riconosce non soltanto per la variazione di conglomerato, ma, soprattutto, per la disposizione orientata della maggior parte degli aggregati che la delimitano: essi, pur essendo poliedrici, hanno spesso le facce piane più estese disposte parallelamente all'interfaccia, ossia al piano costituito dalla superficie cilindrica del rullo compattatore che si distende longitudinalmente durante la compattazione. Per tale motivo, lo sviluppo delle condizioni di ingranamento ottimali che si verificano all'interno del volume di ciascun conglomerato, è invece limitato in corrispondenza dell'interfaccia e legato in maniera preponderante alla sola rugosità superficiale del piano di posa. Ecco che, molti dei contatti aggregato-aggregato che si producono all'interfaccia presentano valori di (9) nulli e pertanto, se analogamente a quanto fatto in precedenza, non si considerano le azioni esterne verticali, ma solo quelle orizzontali, le traslazioni degli aggregati superiori risultano ostacolate dal solo contributo coesivo-adesivo dei bitumi coinvolti e non da quello attritivo.

Dalla sommatoria di tutti i contributi resistenti di attrito che si sviluppano all'interfaccia si ottiene l'apporto totale di resistenza meccanica al collegamento dovuto al fattore cosiddetto di **ingranamento**. A rigore con tale termine, si identificano soltanto i contributi attritivi dovuti alle componenti (n) dei soli sforzi taglienti (S) per tutta la loro durata, distinguendo a parte, un termine di **attrito** ai contatti dovuto alle sole azioni esterne verticali ed un termine di **coesione ed adesione** dovuto ai bitumi. Di quest'ultimo, pur avendolo già identificato in questo punto, si tratterà nei seguenti punti b) e c) con riferimento ai conglomerati bituminosi di strato ed al punto d) con riferimento al bitume della mano d'attacco. In definitiva, l'**ingranamento** è comunque un fattore

attritivo, ma va distinto da quello dovuto ai soli carichi verticali in quanto si manifesta anche in loro assenza. Macroscopicamente esso corrisponde, come già accennato, allo scavalcamento reciproco tra i grani per successivi scorrimenti e/o rotazioni in seguito al superamento della resistenza iniziale di picco fino al cessare dell'azione tagliante. In tutto ciò occorre tener presente anche la resistenza meccanica degli inerti stessi; se le forze (S) sono tali da generare stati tenso-deformativi che superino in un qualsiasi punto, le risorse di resistenza del materiale costituente l'aggregato, allora non si verifica più lo scavalcamento dell'inerte, ma la sua rottura.

A conclusione di questo punto a) si vuole cercare di rispondere all'interrogativo inerente il comportamento di insieme dello strato superiore in relazione all'**ingranamento**.

Esistono diverse teorie a riguardo, molte delle quali mutate dagli studi geotecnici sul comportamento a taglio delle terre granulari. In realtà, queste teorie osservano il comportamento volumetrico del materiale nel suo complesso, soprattutto nei riguardi del noto fenomeno della dilatanza indotta dagli sforzi di taglio. Come descritto dalla teoria geotecnica di Rowe P.W. (1962) [89], che come tale non fa riferimento alla presenza di bitume, il termine dilatanza descrive il fenomeno per il quale si producono deformazioni volumetriche negative (ossia con aumento di volume) in un campione granulare sottoposto a tensioni di taglio. Rowe derivò, per mezzo di principi energetici, una relazione tra il rapporto tensionale agente sul campione e la dilatanza misurata, per un pacchetto regolare di sfere o di cilindri. Le ipotesi erano essenzialmente quella di scorrimento reciproco tra le particelle a contatto sul piano di taglio e quella per cui le particelle si muovessero secondo una direzione fissa formante un certo angolo con tale piano. Ottenne una relazione, valida per test con scatole di taglio o celle triassiali, comunemente impiegata come legge di flusso nella teoria della

plasticità. In figura 2.11 è riportata la rappresentazione schematica della relazione di Rowe.

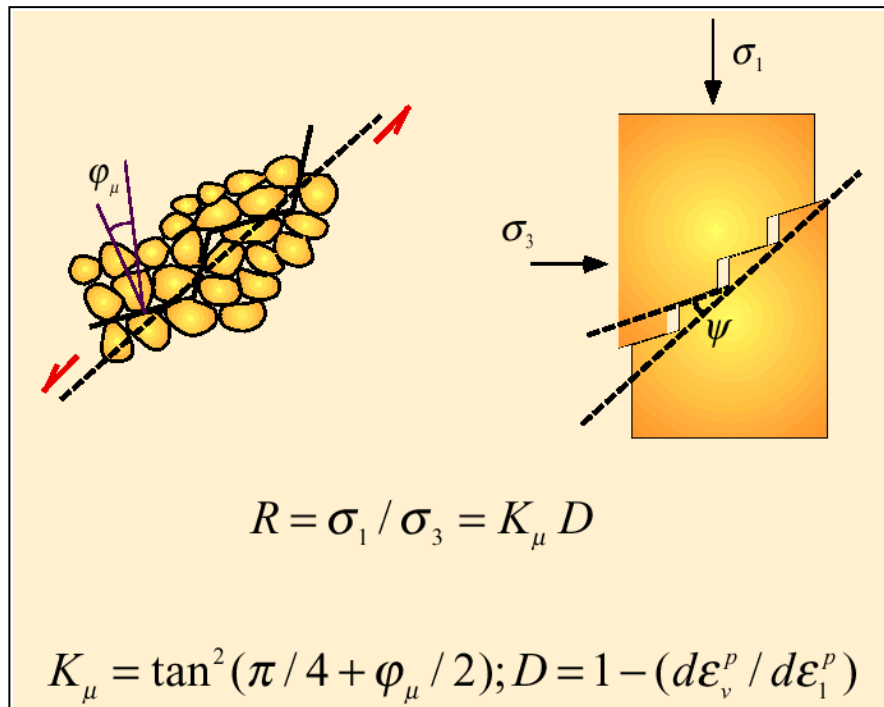


Figura 2.11: Relazione di dilatanza secondo Rowe.

Tuttavia, negli studi di Rowe non era contemplata la presenza di bitume a limitare notevolmente il moto reciproco tra i grani ed a modificarne i parametri attritivi. Secondo Collop A.C. et al. [80], invece, tenendo conto della presenza del legante bituminoso, è possibile caratterizzare con un modello abbastanza semplice il comportamento attritivo e dilatante misurato su campioni bituminosi doppio strato sottoposti a taglio. Egli richiama dapprima i due aspetti dominanti che si manifestano nelle prove geotecniche di taglio su materiali granulari non legati: la resistenza per attrito, dipendente dalle caratteristiche superficiali degli inerti e l'ingranamento tra le particelle, il quale richiede lo sviluppo di un certo lavoro di taglio, che comporta un aumento di volume durante la prova. Quest'ultimo è, come visto, generalmente identificato come rapporto di dilatanza ed è dovuto principalmente al vincolamento cinematico nella

deformazione, offerto dalle particelle stesse e dalla rigidità del loro materiale. Nel caso del collegamento tra strati bituminosi, quest'ultimo meccanismo sarà comunque presente, determinando la dilatanza dello strato superiore mentre vi si impongono spostamenti orizzontali. Anche un meccanismo analogo a quello attritivo è presente e, secondo Collop, è identificabile dalla rigidità di contatto fornita dai leganti bituminosi presenti. Di conseguenza, la relazione tra tensioni di taglio e spostamenti all'interfaccia tra gli strati dipenderà da ambedue i fattori sopra descritti. Quanto affermato può essere rappresentato attraverso la schematizzazione del contatto tra due particelle analogamente a quanto visto in precedenza. In figura 2.12 il contatto è schematizzato come puntuale e la forza (P) applicata all'aggregato non vincolato è generica ed orizzontale. Lo spostamento di tale aggregato, tuttavia, non è orizzontale, ma è lungo la direzione tangente al contatto.

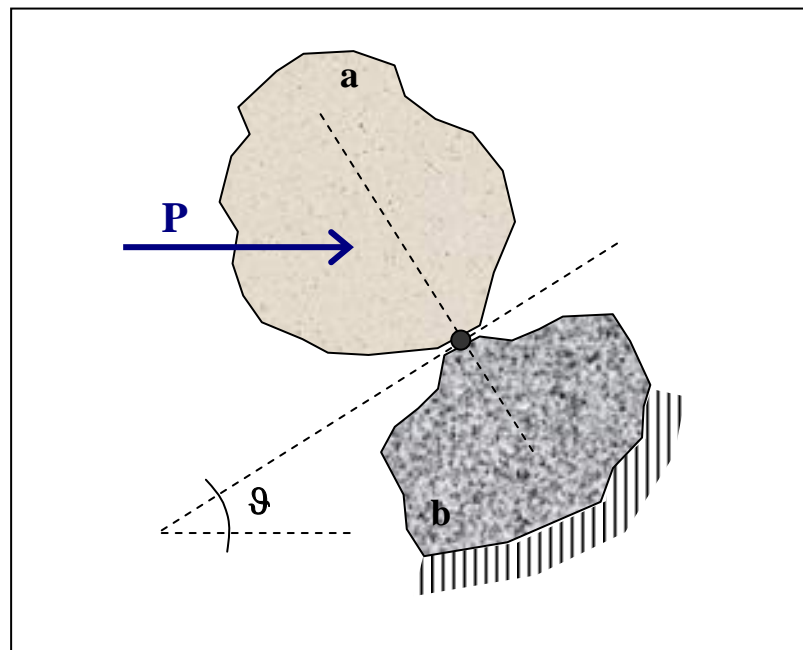


Figura 2.12: Schematizzazione del contatto tra inerti secondo Collop.

L'angolo (θ) può essere considerato come il rapporto di dilatanza (K) per cui ($K = \tan\theta$). Assumendo che lo spostamento normale tra le particelle sia contrastato

da una rigidità normale di contatto (k_n) e che lo spostamento tangenziale tra le particelle sia contrastato da una rigidità tangenziale di contatto (k_s), si può dimostrare che la rigidità orizzontale effettiva del sistema (k_{eff}) è data dalla relazione:

$$k_{eff} = \frac{(1 + K^2) k_s}{1 + K^2 (k_s / k_n)}$$

Dunque, la rigidità orizzontale effettiva del sistema dipende sia dalla rigidità del collegamento al contatto, sia dall'angolo di dilatanza dovuto al vincolamento cinematico. Se si assume che la rigidità (k_n) sia molto superiore a quella tangenziale, l'espressione si riduce alla:

$$k_{eff} = (1 + K^2) k_s$$

Avendo Collop ottenuto sperimentalmente per i medesimi materiali, ma condizioni differenti del collegamento all'interfaccia, un valore costante di (k_{eff}), ovvero tangente iniziale delle curve di rottura pressoché costante, implica che il secondo membro sia costante, ossia che $((1 + K^2) k_s)$ sia costante. Essendo i materiali di interfaccia invariati nei provini a diverso grado di collegamento, si può ritenere che le condizioni di dilatanza non varino significativamente, per cui (K) è costante; ciò comporta, per quanto visto sopra, che anche (k_s) lo sia. Collop conclude così giustificando i risultati ottenuti per cui: il fatto che condizioni differenti di collegamento mostrino differenti resistenze al taglio (associate a diversi spostamenti a taglio), ma una simile rigidità orizzontale effettiva, significa che la resistenza al taglio del contatto varia dipendendo dalle condizioni di collegamento dovute ai bitumi. Quanto esposto appare ragionevole, essendo plausibile che un quantitativo corretto di mano d'attacco

comporti una migliore adesione se paragonata a quella di una interfaccia contaminata da detriti, con o senza l'applicazione dell'emulsione.

L'analisi proposta nello studio descritto descrive una situazione teorica; nella realtà, le condizioni all'interfaccia tra materiali adiacenti sono considerevolmente più complesse. Tuttavia, il semplice modello visto, illustra come gli effetti combinati di dilatanza (dovuta allo scheletro litico) e rigidità di adesione (dovuta all'adesione dei leganti tra gli strati) contribuiscano, con tutta probabilità, al comportamento complessivo a taglio di una interfaccia.

2.3.3 Fattori b) e c): adesione e coesione dei bitumi nei conglomerati

Nel punto a) si sono chiamati in causa i concetti di **adesione** e **coesione**, con riferimento alle proprietà leganti del bitume all'interno della miscela di un conglomerato bituminoso. In figura 2.9 tali due aspetti sono stati rappresentati come separati, anche se in realtà essi agiscono contemporaneamente nel conferire resistenza meccanica al conglomerato cui il legante appartiene. Per tale motivo, vengono qui presi in considerazione come un unico fattore nella descrizione del loro contributo alla caratterizzazione del collegamento tra gli strati bituminosi della pavimentazione, ma trattati separatamente perché, distinti, sono i parametri che li governano.

Dal sito internet della società petrolifera Nynas [117] si riportano le definizioni fornite per le proprietà dei bitumi per uso stradale, tra le quali:

“Adhesion”: this property refers to the ability of bitumen to adhere or bond to aggregate.

“Cohesion”: this property refers to the strength of the bitumen and its ability to bond together two or more individual materials.

Essendo adesione e coesione proprietà del bitume facente parte della miscela, è opportuno ricordare innanzitutto, quali sono mediamente, i quantitativi di legante presenti in un conglomerato e quali spessori possono avere i film di

bitume che ricoprono gli aggregati. Esprimendo in valore percentuale il peso di bitume impiegato per miscele bituminose superficiali di usura, riferendolo al peso complessivo dei soli aggregati, si rammentano quantità di legante comprese tra il 4.5% ed il 7.5% in relazione al tipo di miscela prodotta, ovvero alla sua granulometria ed alla superficie specifica degli inerti da ricoprire. Nel caso di conglomerati per strati di collegamento, generalmente più grossolani, i quantitativi si riducono di circa un punto percentuale a seconda della riduzione in superficie specifica. Per conglomerati particolari come quelli drenanti e quelli tipo Stone Mastic Asphalt (SMA) i quantitativi ed il tipo di bitume variano notevolmente ed in genere il bitume è modificato.

Per quanto riguarda gli spessori del film bituminoso che ricopre gli inerti, la trattazione è assai complessa. Studi più o meno recenti [70] hanno dimostrato che l'ordine di grandezza dello spessore di bitume che mediamente ricopre gli aggregati in un conglomerato bituminoso è pari a 0.1 - 0.3 mm. Tuttavia, osservando la figura 2.9, ci si rende conto della caoticità della distribuzione delle fasi all'interno di un conglomerato. Sono presenti aggregati grossolani a contatto con altri aggregati grossolani e/o con aggregati molto più piccoli, avvolti da un mastice di bitume e inerti fini che occlude gli interstizi tra i grani riducendo la porosità del conglomerato. In figura, è arduo distinguere dove finisca l'inerte e dove inizi il bitume, soprattutto per gli aggregati più piccoli. In diversi punti è inoltre difficile, se non impossibile, individuare il bitume al contatto tra due inerti, tanto che l'affermazione di Thom N.H. et al [77] circa l'effettivo spessore di bitume presente tra due aggregati ravvicinati e compressi tra loro, appare alquanto sensata e va tenuta in considerazione anche per quanto detto al punto a) circa l'ingranamento. Thom giudica assurdo ritenere che lo spessore del film di bitume che ricopre gli inerti in un conglomerato bituminoso appena miscelato e non ancora posato, permanga tale anche dopo la sua compattazione in opera. In effetti, con una semplice considerazione sugli stati tensionali all'interno della

pavimentazione, egli fornisce una valida spiegazione. Ad esempio, anche sottoposto ad una tensione di un solo KPa, un aggregato del diametro di 10 mm si sposterà di almeno 8 microns al secondo all'interno di un bitume di viscosità pari a 10^6 Pa·s, che corrisponde circa ad una temperatura di 20°C; è plausibile che un certo numero di molecole di bitume restino comunque incluse nell'area di contatto, ma appare abbastanza logico ritenere che si verifichino contatti diretti aggregato-aggregato e che il legante od il mastice di legante sia spinto negli interstizi vuoti che si riempiono parzialmente.

- Occorre ora prendere in esame il concetto di **adesione** tra bitume ed aggregati appartenenti al medesimo conglomerato bituminoso che, come tale, risulta essere un cosiddetto materiale composito. Col termine adesione si esprime non soltanto il fenomeno chimico-fisico col quale bitume ed inerte si legano tra loro durante il confezionamento del conglomerato, ma anche il contributo offerto al materiale finale dall'entità di tale legame, in termini di resistenza meccanica; in seguito verranno descritte anche alcune prove di laboratorio atte a quantificarne il valore.

Per comprendere la natura dell'adesione tra bitume ed inerte è opportuno rifarsi ad alcune nozioni generali sulla Teoria dell'Adesione tra due fasi condensate. Il livello di risoluzione con il quale osservare il fenomeno, infatti, si spinge certamente oltre quello comunemente impiegato nelle tradizionali prove di laboratorio, nelle quali si valutano i conglomerati nel loro insieme sotto forma di provini di varie dimensioni, fino ad arrivare a studiare l'energia superficiale (o tensione superficiale per un corpo isotropo) e le caratteristiche chimiche della superficie degli aggregati minerali, per valutarne le capacità di adesione coi bitumi.

Per sottolineare l'importanza che la superficie di un materiale ha nei confronti, ad esempio, delle caratteristiche di resistenza meccanica del corpo che

racchiude, DiBenedetto A.T. [87], in un interessante lavoro sponsorizzato dal “Comitee on Effects of Natural Elements and Chemicals on Bitumen Aggregate Combinations”, illustra un semplice caso. Si vuole dimostrare che la resistenza a trazione di un solido elastico fragile, dove il limite teorico di resistenza dipende dall’energia necessaria a produrre una superficie fratturata, dipende dalla tensione superficiale del materiale. Si prenda in esame una lamina di spessore unitario di tale materiale sottoposta ad uno stato tensionale piano e con una piccola frattura, così come schematizzata in figura 2.13. Secondo la teoria di Griffith, la resistenza a trazione della lamina con piccola microfrattura, è determinata dalle condizioni che permettono alla frattura di propagarsi lungo tutta la sezione trasversale del materiale.

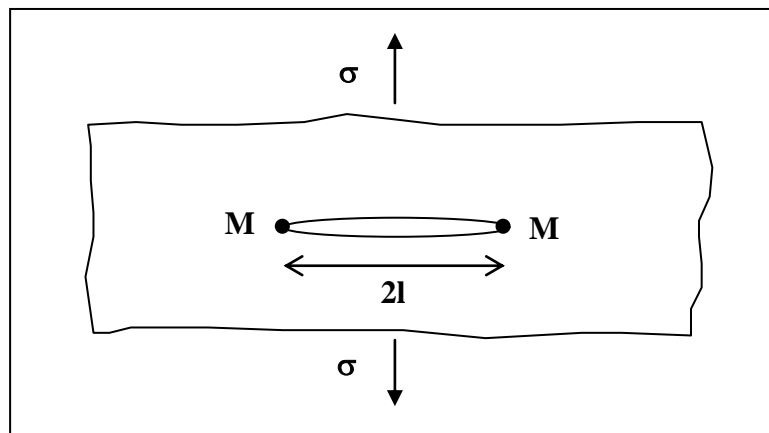


Figura 2.13: Esempio dell’importanza dell’Energia di superficie.

Il criterio di Griffith per l’instabilità della frattura, vuole che la essa divenga instabile e che il materiale pervenga a rottura, quando l’Energia libera (G) del materiale si riduce con la dimensione della frattura, ossia quando:

$$\frac{dG}{dl} \leq 0$$

Mentre la frattura cresce, viene rilasciata Energia di Deformazione (G_e) ed si rende necessaria Energia di Superficie (G_s) per formare la nuova superficie:

$$G_e = \frac{(\pi l^2 \sigma^2)}{E} \quad \text{e} \quad G_s = (4 l \gamma)$$

dove (σ) è la tensione esterna, (E) è il modulo di Young e (γ) è l'Energia di Superficie per unità di superficie. Da ciò segue che il criterio di Griffith per la frattura in stati tensionali piani risulta:

$$\frac{d}{dl} (G_e + G_s) = - \frac{(2\pi l \sigma^2)}{E} + 4 \gamma \leq 0$$

Per cui la tensione teorica di rottura è data da:

$$\sigma_r = \left(\frac{2 E \gamma}{\pi l} \right)^{1/2}$$

Tale espressione mostra come la resistenza a trazione della lamina sia dipendente dalla Energia di Superficie del solido (γ), dal modulo di Young (E) e dalla dimensione iniziale della microfrattura.

L'esempio descritto per il caso di un elemento monomaterico fa comprendere come si accresca l'importanza della superficie di un materiale e delle Energie ad essa associate, nel caso di sistemi a materiali compositi quali, ad esempio, i conglomerati bituminosi. In questi, infatti, il comportamento del sistema dipende fortemente dalla natura delle interfacce tra matrice e riempitivo, ovvero tra aggregato e legante. Resistenza a trazione, tenacia delle fratture, resistenza chimica e modulo elastico, ad esempio, dipendono tutti dal grado di adesione tra le fasi. Il grado di adesione è a sua volta controllato da un certo numero di fattori fisici e chimici. Tra i primi compaiono, l'area di superficie, la rugosità superficiale, il grado di bagnabilità, la differenza in modulo elastico e di coefficiente di Poisson ed anche la differenza nei coefficienti di espansione termica. Tra i secondi compaiono le differenze in termini di energie di coesione,

le polarità, le energie di superficie, le solubilità relative e le suscettività al calore, all'ossidazione e all'idrolisi. In definitiva, la resistenza di una interfaccia dipenderà in maniera assai complessa da una combinazione dei fattori teste descritti.

Nello stesso lavoro DiBenedetto propone una interessante schematizzazione della resistenza del collegamento adesivo tra una fase liquida in solidificazione ed una solida. Si può ritenere che esista una determinata condizione di collegamento adesivo massimo sviluppabile sotto condizioni ideali di contatto molecolare perfetto come mostrato in figura 2.14. La perdita di resistenza primaria è dovuta alla rottura delle molecole nel raggiungere la loro propria distanza di collegamento pari a pochi Angstrom (\AA). Ciò è visualizzabile tramite un microvuoto all'interfaccia in grado, in seguito, di concentrare le tensioni e causare rotture premature.

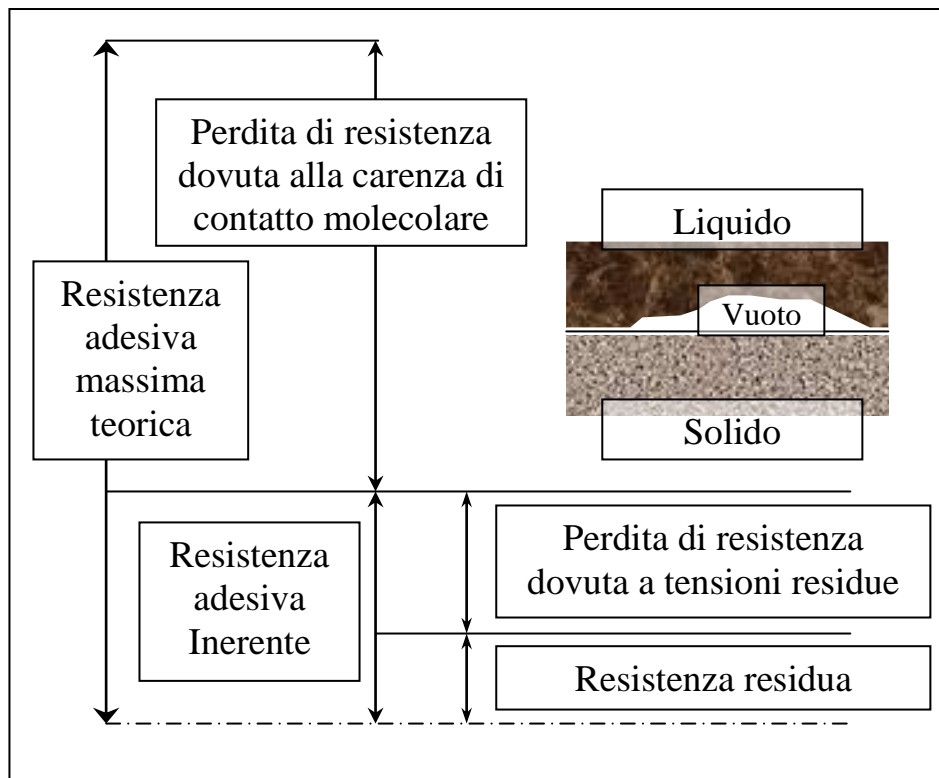


Figura 2.14: Fattori che influenzano la resistenza del collegamento adesivo.

Una seconda perdita in resistenza deriva dallo sviluppo di tensioni residue all'interfaccia. Normalmente, il legante viene applicato in uno stato fluido e poi solidifica per raffreddamento o per reazione chimica o per entrambe. Questo fatto causa inevitabilmente, differenze in termini di contrazioni ai confini delle fasi, da cui si verificano concentrazioni tensionali indesiderate. La resistenza residua netta del collegamento adesivo appare dunque, essere una piccola parte di quella teoricamente esplicabile, talvolta anche inferiore all'unità percentuale. Esistono svariate teorie e meccanismi per descrivere l'adesione tra materiali diversi in un sistema composito. Se ne passano in rassegna alcuni che, sebbene si sovrappongano per certi aspetti, possono essere considerati cronologicamente ordinati in relazione alla tempistica con la quale si verificano, in misura più o meno accentuata, nel fenomeno dell'adesione bitume-aggregato [86].

1) Teoria dell'adsorbimento:

essa può essere applicata alla maggior parte dei fenomeni di adesione ed adsorbimento di liquidi su solidi; descrive il concetto della bagnabilità del solido e si basa sulla misura dell'angolo di contatto tra le due fasi. Comprendendo anche la presenza di aria come terza fase del sistema, si analizzano allora le proprietà delle interfacce in corrispondenza della cosiddetta "giunzione tripla". Quando una goccia di liquido, ad esempio bitume, si trova a contatto con solido, ad esempio un aggregato, resta stazionaria o si spande a seconda dell'angolo di contatto che si forma. La figura 2.15 mostra esempi di tali due casi.

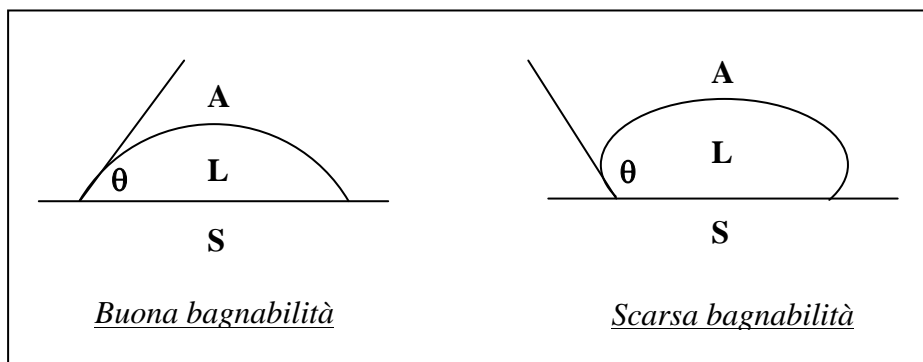


Figura 2.15: Bagnabilità nella teoria dell'adsorbimento.

Scrivendo la condizione di equilibrio delle tensioni superficiali per la giunzione tripla considerata si ha che:

$$\gamma_{SV} = \gamma_{SL} + \gamma_{LV} \cos(\theta)$$

Da quest'ultima è possibile definire i limiti per la condizione di assoluta non bagnabilità ed per quella di bagnabilità spontanea.

Se:

$$\gamma_{SV} \geq \gamma_{SL} + \gamma_{LV}$$

con $(\theta) = 0^\circ$, si verifica la bagnabilità spontanea.

Se:

$$\gamma_{SL} \geq \gamma_{SV} + \gamma_{LV}$$

con $(\theta) = 180^\circ$, si ha che (L) non può bagnare (S) in nessun modo.

Nella realtà, solitamente si verifica un caso intermedio a quelli visti. Se la goccia si spande e la superficie del solido è bagnata correttamente è probabile che l'adesione successiva tra le due fasi sia alta. D'altra parte un aggregato non ricoperto completamente di bitume è indice di scarsa bagnabilità e conseguentemente, di scarsa adesione. Ecco che la corretta bagnabilità del liquido sul solido costituisce il primo passo verso l'adesione.

La bagnabilità, infine, è ottimale quando la superficie è libera da contaminazioni (γ_{SV} è massimo), quando il legante è affine al substrato (γ_{SL} è piccolo) mostrando una bassa tensione interfacciale, oppure quando la tensione superficiale dell'adesivo è bassa (γ_{LV} è piccola). La rugosità superficiale di (S) modifica la bagnabilità in quanto il fluido deve muoversi sulle asperità. In corrispondenza di una superficie inclinata crescente, la bagnabilità è probabilmente ostacolata, mentre nella decrescente è aiutata. Molto importante è poi la possibilità che l'aria resti intrappolata sotto il fluido che si spande, in quanto vengono mutati gli angoli di contatto. Non esiste un modo di predire i soli effetti della rugosità, ma

Wenzel ha suggerito che l'angolo di contatto di equilibrio per una superficie rugosa sia dato da:

$$\cos(\theta) = r \frac{\gamma_{SV} - \gamma_{SL}}{\gamma_{LV}}$$

dove (r) è il rapporto tra l'area della reale superficie e l'area media piana. Tale espressione suggerisce che, se (θ) è inferiore a 90° , la bagnabilità è favorita dalla rugosità, mentre se è superiore a 90° è ostacolata.

Da punto di vista chimico la bagnabilità è condizionata dalle forze di attrazione tra gli elementi delle superfici. Le forze chimiche possono essere deboli (Forze di Van der Waals) o da moderatamente forti a deboli (interazioni dipolo-dipolo).

2) Teoria dell'ingranamento meccanico:

dopo una rapida azione bagnante, il liquido passa a riempire i microvuoti presenti sulla superficie del solido. Il liquido deve bagnare i passaggi capillari in modo da allontanare l'aria presente nei pori. Per un poro cilindrico aperto di diametro (d), la profondità di penetrazione è pari a:

$$\sqrt{\frac{\cos(\theta) \gamma_{LV} d t}{4 \eta}}$$

dove (t) è il tempo e (η) la viscosità. Per cui, quando (θ) tende a 90° , (r) tende a zero ed (η) tende all'infinito, occorre un tempo molto lungo per riempire il poro. Se il poro è chiuso ad una estremità, l'aria viene compressa ed intrappolata all'interfaccia.

A contatto con l'aria o per reazione chimica diversa, il liquido inizia a solidificare costituendo in tale modo un ingranamento meccanico tra le fasi. Tale ingranamento combina la resistenza coesiva di ambedue i solidi, a formare una interfaccia che agisce come un materiale composito, con proprietà intermedie tra

quelle dei due materiali adiacenti. Esso, quindi, costituisce un meccanismo chiave dell'adesione e può spiegare l'ottima resistenza di taluni collegamenti all'aggressione dell'acqua. Se poi interviene anche un legame chimico tra i materiali come descritto in seguito, allora si crea un collegamento ancora più resistente. Come visto, il riempimento delle porosità ed il conseguente ingranamento sono fortemente dipendenti dalla viscosità del liquido in relazione alla sua temperatura. Il tasso di raffreddamento e solidificazione del legante, ossia il tasso di aumento della viscosità dopo la posa, può pertanto avere un effetto significativo sull'adesione successiva.

Esiste anche una certa resistenza attritiva che si sviluppa tra superficie delle porosità ed il legante solidificato in esse incluso; tale resistenza è dovuta in genere alla differenza di dilatazione termica dei due materiali la quale comporta sforzi di compressione all'interno dell'inclusione e pertanto anche una elevata "adesione attritiva".

3) Teoria della diffusione:

tale teoria descrive l'adesione di materiali a matrice gommosa e fortemente viscosi. Essa afferma che il collegamento è il risultato del concatenamento di lunghe catene composte attraverso la superficie, dopo che i materiali si sono inter-diffusi l'uno nell'altro. Tale teoria, analoga concettualmente alla precedente, è indicata soprattutto nello studio dell'interazione tra bitumi diversi, quali ad esempio quello della mano d'attacco e quello del conglomerato sottostante o soprastante.

4) Teoria del legame chimico:

in accordo a tale teoria una reazione chimica tra i due materiali a contatto è responsabile dell'adesione. Tale reazione produce un legame che non può essere rotto senza danneggiare il volume di uno dei due materiali collegati,

generalmente il più debole. Per favorire il legame chimico spesso è conveniente l'uso di cosiddetti primer di adesione che debbono dapprima reagire con l'aggregato attivandolo chimicamente e successivamente con il legante applicato. I legami chimici possono essere classificati come primari e secondari. I primari presentano generalmente energie di legame dell'ordine delle 30-100 kcal/g-mole, con distanze interatomiche di 1-3 Å. Questo comporta resistenze teoriche dell'ordine dei 10^6 - 10^7 psi. I secondari, o di Van der Waals, presentano generalmente energie di legame dell'ordine delle 0.5-10 kcal/g-mole, con distanze interatomiche di 3-5 Å. Questo comporta resistenze teoriche dell'ordine dei 10^5 - 10^6 psi, ossia di un ordine di grandezza più deboli delle precedenti.

5) Teoria acido-base:

in accordo a tale teoria, l'adesione deriva dall'attrazione polare di acidi e basi di Lewis, ossia elementi poveri ed elementi ricchi dei elettroni all'interfaccia. Le interazioni acido-base sono di notevole importanza nell'adesione dei materiali bituminosi in generale e delle emulsioni in particolare, in quanto controllano la loro compatibilità con l'aggregato e possono assicurare la bagnabilità della superficie. Nel caso di una emulsione cationica, ad esempio, essa romperà a contatto con aggregati caricati negativamente.

In genere, gli aggregati si dividono in acidi-idrofili e basici-idrofobi. Gli acidi sono principalmente costituiti da quarzo (ossia SiO_2 oltre il 65%) e sono caratterizzati da proprietà che sono critiche per l'adesione; mentre i basici sono costituiti principalmente da calcite (CaCO_3) (SiO_2 inferiore al 40%) e sono caratterizzati da proprietà non critiche per l'adesione [30]. In effetti, ciò è giustificabile osservando che le superfici degli aggregati minerali, hanno energie elettriche differenti, in relazione al carattere dipolare delle corrispondenti petrografie ed in base a tali energie esercitano un adsorbimento diretto sulle altre molecole aventi anch'esse carattere dipolare. Ecco che, presentando gli

aggregati acidi spiccate caratteristiche dipolari rispetto a quelli basici, essi adsorbiranno più sensibilmente l'acqua, nota per la sua dipolarità. D'altro canto, avendo il bitume una carattere dipolare praticamente nullo, esso adsorbirà con più facilità su aggregati minerali basici (Becker 1953). In seguito, tuttavia, si vedrà come la polarità non è dipendente soltanto dalla natura petrografia degli inerti, ma anche dalla loro attività superficiale.

Infine, va detto che questo tipo di adesione è seconda come tenacità soltanto ai legami chimici ed ha il vantaggio che può essere ottenuta anche senza fare ricorso a primer od attivanti di adesione chimici.

6) Teoria del confine debole:

questa teoria non spiega perché un materiale aderisce ad un altro, ma al contrario, il motivo per cui non si collegano. Essa suggerisce che la rottura avviene sempre in corrispondenza del collegamento più debole che si ha all'interfaccia tra materiali. Nei legami bitume-inerti, un punto di debolezza può essere costituito da una superficie del solido contaminata o degradata o troppo porosa. Tali "difetti" possono essere luogo preferenziale di rotture e talvolta possono anche essere attribuiti alle lavorazioni di cantiere: la rottura degli aggregati più superficiali in fase di compattazione, pur se ricoperti di bitume, può infatti indurre un loro distacco prematuro.

In un interessante lavoro proposto alla 9th International Conference on Asphalt Pavement (ISAP) tenutasi a Copenhagen nell'agosto 2002, Harders O. e Noesler I. [71], prendono in esame alcune delle teorie di adesione sopra citate, in relazione allo stato dell'Energia Superficiale che gli aggregati hanno al momento della loro miscelazione col legante bituminoso. Si è osservato che l'Energia di superficie di aggregati appena frantumati varia nel tempo per via della riorganizzazione delle polarità e dell'assorbimento superficiale di acqua e

polvere. Tale processo richiede alcuni mesi per stabilizzarsi ad un valore minimo. Se si considera che gli inerti possono permanere anche a lungo nei volumi di stoccaggio dell'impianto di produzione di conglomerato, e che la loro Energia superficiale è diretta responsabile della compatibilità adesiva col legante bituminoso, si comprende come sia necessario conoscere preventivamente lo stato delle effettive condizioni energetiche superficiali, non solo per il confezionamento dei conglomerati a caldo, ma anche per le applicazioni con leganti bituminosi in emulsione.

A proposito della teoria dell'adesione acido-base, si è già fatto cenno alla dipendenza del carattere polare degli inerti non solo dalla loro petrografia, ma anche dalla loro attività superficiale a sua volta legata alla energia. Con riferimento a quanto visto, in base ai tempi di stoccaggio dei minerali dopo la loro frantumazione, ne conseguono differenti affinità polari con i leganti nel tempo. Jostein ha provato che l'attività superficiale degli aggregati è più spiccata subito dopo la loro frantumazione; dopo circa 120 giorni viene poi raggiunto un minimo valore di attività. Essendo l'adesione dipendente dall'attività superficiale degli aggregati, ne consegue che, tempi di stoccaggio differenti comportano differenti gradi di adesione per uno stesso tipo di minerale. Tale ultima affermazione è rilevante soprattutto con riferimento alla durabilità dei conglomerati bituminosi in opera.

Secondo Noesler, dunque, la scelta degli aggregati ha molta più importanza sull'adesione della scelta del bitume [53][54].

A conclusione di questa descrizione circa l'importanza per la resistenza dei conglomerati bituminosi, del fattore **adesione** tra bitume ed aggregati nelle miscele, si riportano brevemente alcuni studi scientifici condotti al fine di sviluppare prove e metodologie di laboratorio atte a quantificare sistematicamente tale adesione.

In molti paesi esistono norme riguardanti prove di adesione; tuttavia, non esiste ancora una procedura di prova standardizzata affidabile e significativa con la quale si possa quantificare sistematicamente ed oggettivamente l'influenza dell'adesione sul collegamento con gli inerti. Nelle prove esistenti viene valutata l'interazione esistente tra bitume ed aggregati al fine di aumentare l'adesione; in sostanza, le caratteristiche fisiche e chimiche dei due componenti sono valutate per massimizzare i fenomeni di assorbimento ed adsorbimento del bitume sull'inerte per ottenere appunto una migliore adesione. In tale modo, il collegamento tra le fasi risulta forte e le probabilità di esfoliazioni e distaccamenti di aggregati in presenza di acque viene minimizzata. Ecco che, molti dei test di adesione esistenti, valutano lo scadimento delle proprietà meccaniche delle miscele bituminose in seguito al contatto con acqua; i provini vengono testati prima e dopo l'immersione in acqua per un certo lasso di tempo ed il rapporto tra i risultati ottenuti nei due casi determina la bontà dell'adesione. Altri test, tra i quali il famoso Net Adsorption Test consistono nel valutare l'adesione del bitume misurandone la dispersione in acqua; viene misurata la quantità di bitume rimossa dagli inerti dopo l'immersione in acqua, ovviamente meno essa è migliore sono ritenuti assorbimento ed adsorbimento e di conseguenza anche l'adesione. In ambedue i tipi di prove descritti, lo scopo è quello di valutare il collegamento tra bitume ed inerti per evitare che esso si rompa. Tra i test dei tipi di cui sopra si ricordano quelli messi a punto da alcuni noti ricercatori. Ingo Noesler [54] impiega il metodo seguente per misurare la resistenza dell'adesione. Dal raffronto tra i valori di Modulo di Rigidezza Dinamico a Trazione Indiretta (ITSM) misurati su provini Marshall a 25°, prima e dopo la loro immersione in acqua, si è in grado di stimare la tenacia dell'adesione tra bitume ed aggregati. Se la differenza tra i Moduli ITSM è superiore al 30%, si può ritenere che l'adesione sia poco resistente e viene suggerito il cambio di tipo di inerti, oppure l'impiego di attivanti di adesione o

di bitumi modificati. Woodside A.R. [29] invece, propongono l'uso accoppiato del Net Adsorption Test e della Prova Cantabro, per osservare in quale modo i risultati ottenibili varino al modificare di talune caratteristiche della miscela bituminosa quali, ad esempio, la natura litologica degli inerti. Dallo studio condotto gli autori hanno concluso che maggior lavoro sulle stime impiegate in tali due metodi possono comprovarne l'efficacia nella previsione della prestazione in opera dei materiali. Essi ritengono che i due test possano essere economicamente impiegati per fornire una indicazione preventiva dei problemi che si potranno verificare nella vita utile della pavimentazione. Tali metodi possono infatti suggerire al progettista di utilizzare materiali alternativi quali primer ed attivanti di adesione per migliorare la qualità adesiva ed aumentare la probabile prestazione in opera. Una interessante modifica ad una metodologia oramai consolidata è stata proposta da Scholz e Brown (1996) che hanno sviluppato una variante del Reometro Dinamico a Taglio (DSR) inserendo porzioni di aggregato minerale tra i piatti di prova. In tale modo le proprietà reologiche dei bitumi sono state misurate a diretto contatto con gli aggregati ed in presenza di acqua. Pais, Silva e Pereira [64][65] hanno messo a punto un test che simula il comportamento del materiale bituminoso sottoposto a sforzi di trazione o taglio crescenti fino ad indurre la rottura del legame tra aggregato e mastice. I provini hanno forma prismatica e comprendono una singola grande porzione di aggregato tra due strati interamente di mastice. L'efficienza del loro legame viene valutata in base allo sforzo a rottura necessario e dalla forma della superficie di rottura.

Infine, si riporta sommariamente il testo introduttivo della norma Europea CEN prEN 12697-11 del 1999 [103] per la determinazione della compatibilità tra aggregati e bitumi. Tale compatibilità, espressa dal grado di ricoprimento di bitume (in %) determinato visivamente su aggregati pre-ricoperti e sottoposti a mescolamento meccanico in acqua, esprime la perdita di adesione su miscele

bituminose non compattate. Tale metodo può essere impiegato per valutare gli effetti dell'umidità sulle miscele con o senza la presenza di attivanti di adesione sia liquidi (ammine), sia minerali (calce o cemento).

- La seconda proprietà del bitume che conferisce resistenza al conglomerato di appartenenza, è la cosiddetta **coesione**. Essa corrisponde alla capacità che il bitume ha, in termini di resistenza meccanica, di mantenere intatto il conglomerato bituminoso legando tra loro gli elementi litici che lo formano. In pratica, rappresenta il potere legante del bitume ipotizzando che esso sia perfettamente aderente agli aggregati che circonda ed è pertanto identificabile con la resistenza meccanica del legante stesso. A differenza dell'**adesione** dunque, la **coesione** è una caratteristica da riferirsi unicamente al bitume e non al sistema comprendente anche l'inerte. Le sollecitazioni cui il legante è sottoposto all'interno della miscela sono quelle in parte descritte al punto a) con riferimento al comportamento di due inerti a contatto, di cui uno sottoposto ad una forza esterna. In realtà, si preferisce parlare di **coesione del mastice** di bitume, ossia del sistema resistente che il legante forma in seguito alla miscelazione con le frazioni finissime (fillers) della curva granulometrica. Ecco che, ad avvolgere lo scheletro litico grossolano del conglomerato, non è più soltanto il legante bituminoso, ma è un mastice, generalmente più rigido e viscoso avente proprietà fisico-meccaniche differenti, a seconda del tipo di filler impiegato, da quelle del solo bitume. Di quest'ultimo tuttavia, mantiene la spiccata sensibilità alla temperatura ed alla velocità di applicazione dei carichi. L'importanza della **coesione** del bitume nella resistenza dei conglomerati bituminosi in opera è legata soprattutto al fenomeno della fatica. La fatica dei conglomerati bituminosi è, come noto, uno dei principali meccanismi di degrado delle pavimentazioni stradali e, conseguentemente, la valutazione del comportamento a fatica si trova alla base dei comuni metodi di progettazione

delle sovrastrutture. L'analisi ravvicinata di carote prelevate da pavimentazioni degradate per fatica o l'ispezione di provini di laboratorio sottoposti a fatica, mostrano che le fratture nel conglomerato avvengono principalmente nel volume del film di bitume o, per meglio dire, di mastice. Alcune ricerche hanno dimostrato peraltro che, la natura e l'origine del bitume per una prefissata miscela bituminosa, ha un basilare effetto sul suo comportamento a fatica in laboratorio (Moutier). Diviene quindi assai importante valutare il contributo del bitume stesso alla resistenza a fatica dei conglomerati bituminosi, in relazione sia al suo comportamento alla frattura, sia alla sua capacità auto-riparante (healing effect) [70].

Prima di analizzare, per mezzo di alcune considerazioni teoriche e della descrizione di un'interessante sperimentazione condotta negli ultimi anni presso il Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, dove ed in quale modo si esplica la coesione del bitume all'interno di un conglomerato, è bene ricordare brevemente da cosa essa può dipendere. Trattandosi di materiale bituminoso è immediato ricondursi alla temperatura ed alla velocità di applicazione dei carichi, nonché alla loro frequenza. Il comportamento elasto-plastico-viscoso del bitume e, quindi, del mastice da esso ottenuto è notoriamente dipendente da questi fattori, basti solamente pensare alla fragilità che il legante può mostrare alle basse temperature. Svariati sono in letteratura gli studi scientifici che dimostrano, qualificano e quantificano le dipendenze sopra citate; tuttavia, non è compito del presente lavoro descriverle, se non in relazione alla capacità di auto-riparazione che i materiali bituminosi hanno proprio per via di quelle.

Prendendo nuovamente in considerazione la schematizzazione teorica del contatto aggregato-aggregato di figura 2.10 si vuole ora analizzare ciò che può accadere al bitume od al mastice bituminoso nell'intorno del punto o dell'areola di contatto, quando sul sistema intervengono le sollecitazioni descritte in precedenza. Assumendo che, secondo quanto asserito da Thom [77], il film di

bitume tra le particelle sia ridotto a poche molecole, il contatto diretto tra gli inerti costituisce una singolarità per la quale, se si verifica un qualsiasi movimento relativo tra le particelle, sia esso di scorrimento, rotazione o separazione (supponendo la loro rigidità non paragonabile a quella del mastice), si produce uno stato tenso-deformativo infinito nel bitume adiacente. Per spiegare ciò, occorre ammettere che, nell'intorno del punto di contatto, il bitume si fratturi immediatamente e che, la microscopica frattura determini una subitanea riduzione di rigidità dopo la prima somministrazione di carico ed inoltre, che la stessa rigidità, si riduca ulteriormente ad ogni successiva applicazione, mentre la frattura si propaga. La figura 2.16 mostra lo schema ravvicinato del contatto tra inerti e la frattura nel bitume secondo Thom.

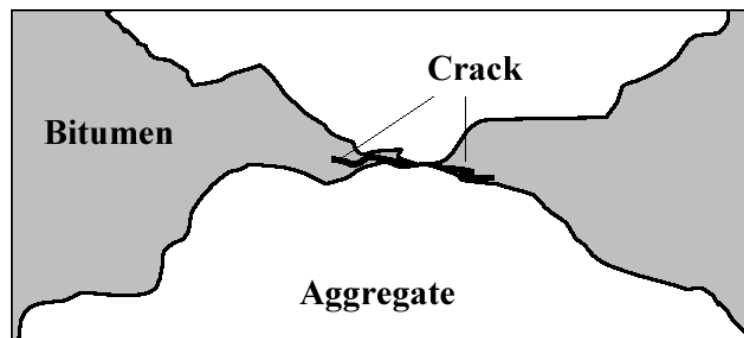


Figura 2.16: Sviluppo di una frattura al contatto tra aggregati.

Una tale situazione mostrerà una frattura che cresce molto rapidamente durante le prime applicazioni di carico, ma che poi rallenta nel raggiungere spessori maggiori di bitume dove le deformazioni sono inferiori. In generale, in corrispondenza di ciascun contatto dove avviene un movimento relativo tra gli elementi litici sotto carico, questo indurrà uno stato tensionale nel bitume adiacente; dove le particelle tendono a separarsi, le sollecitazioni dovranno essere interamente assorbite dalle tensioni di trazione nel bitume; dove si manifesta scorrimento o rotazione, vi sarà una azione addizionale dovuta all'attrito inter-particellare (si veda il punto a)).

A supporto di quanto detto, Thom riporta l'osservazione che, nella procedura standardizzata della prova per la determinazione del Modulo di Rigidezza dinamico a Trazione Indiretta (ITSM), solitamente si misurano valori di modulo che vanno riducendosi dopo i cinque colpi normalizzati (spesso di più del 10%) ed in particolar modo successivamente alla prima applicazione di carico. Analogamente la figura 2.17 riporta l'andamento di una prova di fatica a due punti su trave trapezoidale. Dal grafico si evince come la rigidezza si riduca col numero di applicazioni e, sebbene parte di tale riduzione sia da attribuirsi all'aumento di temperatura nel materiale durante il test (analisi termometriche suggeriscono che tale variazione è comunque esigua), si può ritenere valido l'approccio teorico proposto, secondo il quale nel legante prossimo al contatto tra le particelle si ha lo sviluppo crescente di microfratture.

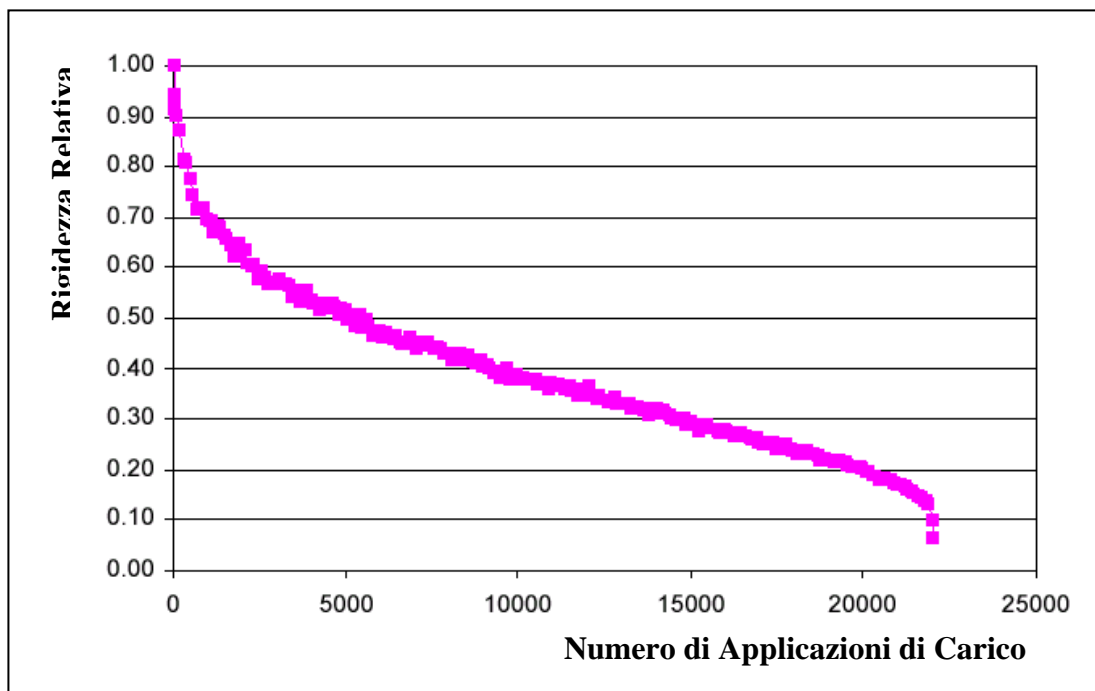


Figura 2.17: Calo della Rigidezza durante un test a fatica su campione trapezoidale.

Si è parlato dell'importanza del tipo di bitume nella caratterizzazione del comportamento a fatica di un conglomerato bituminoso per data granulometria e

natura litica degli aggregati. Sulla base di tale affermazione, presso il Laboratoire Central des Ponts et Chaussées di Parigi è in corso da alcuni anni a questa parte, una importante ricerca sul degrado strutturale dei conglomerati bituminosi [70]. Uno degli aspetti presi in maggiore considerazione con riferimento al fenomeno della fatica è certamente la **coesione** offerta dal bitume alla miscela. Per simulare in laboratorio la frattura e l'auto-riparazione di film sottili di bitume sotto carico ciclico, così come lo sono nella realtà all'interno del conglomerato bituminoso, è stato messo a punto il cosiddetto "Local Fracture Test on Bitumen", nel quale una lente di bitume viene colata su due elementi convessi metallici, che simulano due aggregati ravvicinati, lasciata solidificare e sottoposta a sforzi ciclici di trazione monoassiale. La figura 2.18 schematizza l'apparato a riposo, ovvero quando tra le superfici sferiche che simulano gli inerti, è presente un gap di alcuni decimi di millimetro alla temperatura di 0°C. Tale distanza, come si è già ricordato, non si discosta troppo da quella che effettivamente si può riscontrare tra gli aggregati di un conglomerato reale.

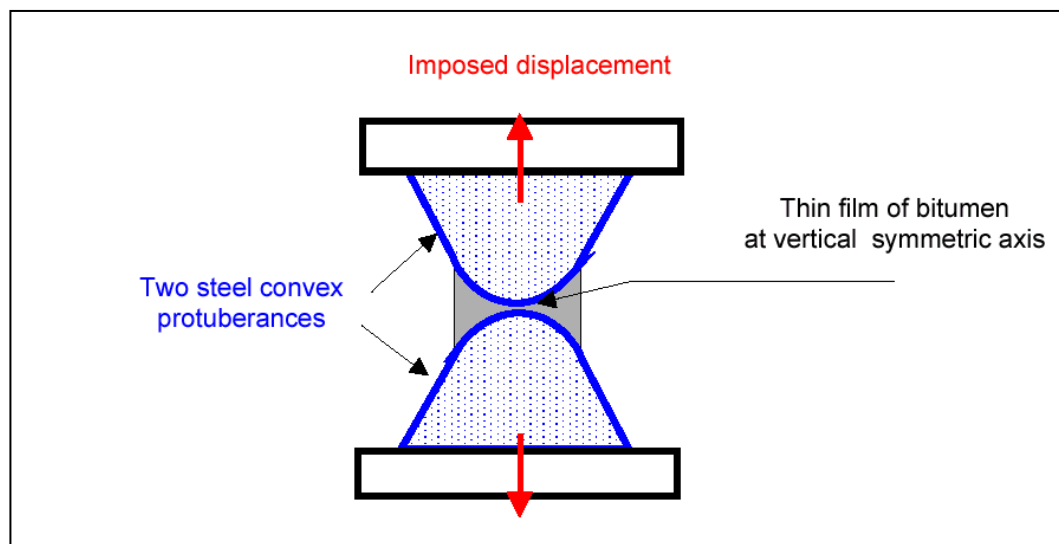


Figura 2.18: Rappresentazione schematica dell'apparato per il Local Fracture Test.

La geometria degli elementi metallici è stata disegnata per indurre la concentrazione delle tensioni al centro del provino. La somministrazione del

carico al provino avviene, per via della natura viscosa del bitume, a deformazione controllata costante. Dopo l'applicazione dello stato deformativo per un tempo di 4 secondi, il provino viene riportato nella posizione iniziale in modo che possa avere luogo il fenomeno di auto-riparazione della frattura evidenziandosi nel primo ciclo (healing effect). La figura 2.19 riporta la curva forza-spostamenti ottenuta per un test condotto a 0°C, con uno spessore iniziale del film di bitume pari a 220 μm ed uno spostamento massimo di 50 μm , raggiunto nei 4 secondi di test, che corrisponde ad una deformazione massima possibile del 23%.

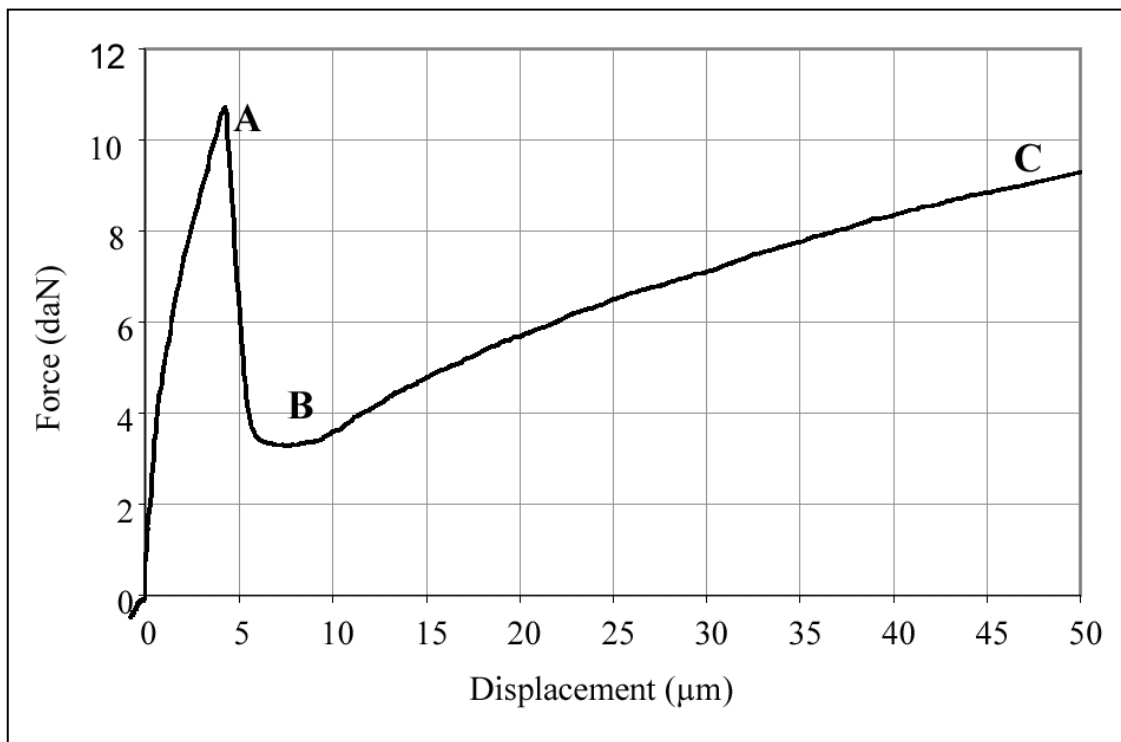


Figura 2.19: Andamento tipico di un Local fracture test a ciclo unico.

Nel grafico si possono riconoscere distintamente tre fasi di comportamento:

OA: questa parte di curva corrisponde alla classica risposta di un materiale visco-elastico soggetto ad un tasso di deformazione costante;

AB: il valore del carico mostra un calo improvviso. Tale calo si manifesta laddove lo spostamento imposto continua a caricare il provino; la discontinuità

può essere spiegata con la comparsa di una frattura sul provino ed una sua propagazione non costante. Il fenomeno corrisponde ad un improvviso strappo del bitume non appena la tensione al centro del provino raggiunge la tensione limite di rottura, cui corrisponde il calo di forza;

BC: alla stregua della fase OA, la curva corrisponde al comportamento visco-elastico del materiale soggetto ad un tasso di deformazione costante: la pendenza inferiore testimonia la diminuita rigidezza globale del campione, legata all'apertura della frattura nella fase AB. Analogamente a quanto già visto, la curvatura può essere dovuta alla combinazione di due aspetti: il progredire della fessura creatasi in AB e le caratteristiche reologiche del bitume.

In base ai parametri imposti alla procedura di prova, la curva forza-spostamenti può presentare una o più discontinuità, in particolare il numero di discontinuità pare corrispondere al numero di fratture concentriche visibili sul provino portato a rottura completa.

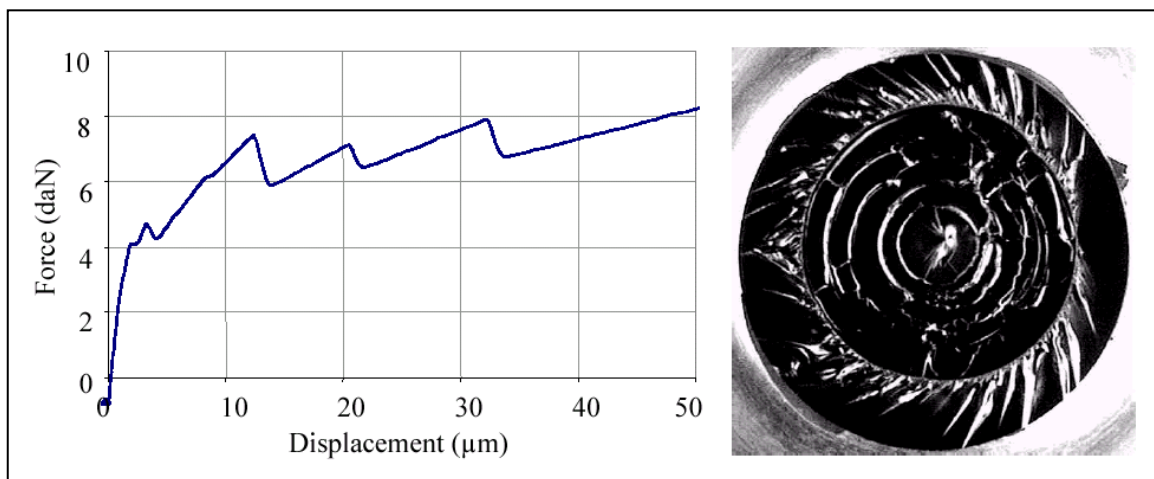


Figura 2.20: Superficie di frattura di un provino testato a 0°C; sono visibili diverse discontinuità sia sulla superficie che sulla curva forza-spostamenti ottenuta.

Si osservi in merito a quanto appena detto, come i tecnici dell'LCPC abbiano ottenuto dallo stesso bitume, due comportamenti totalmente diversi a due

temperature diverse e come i grafici ottenuti siano rappresentativi di quanto effettivamente avvenuto nel campione (figure 2.20 e 2.21).

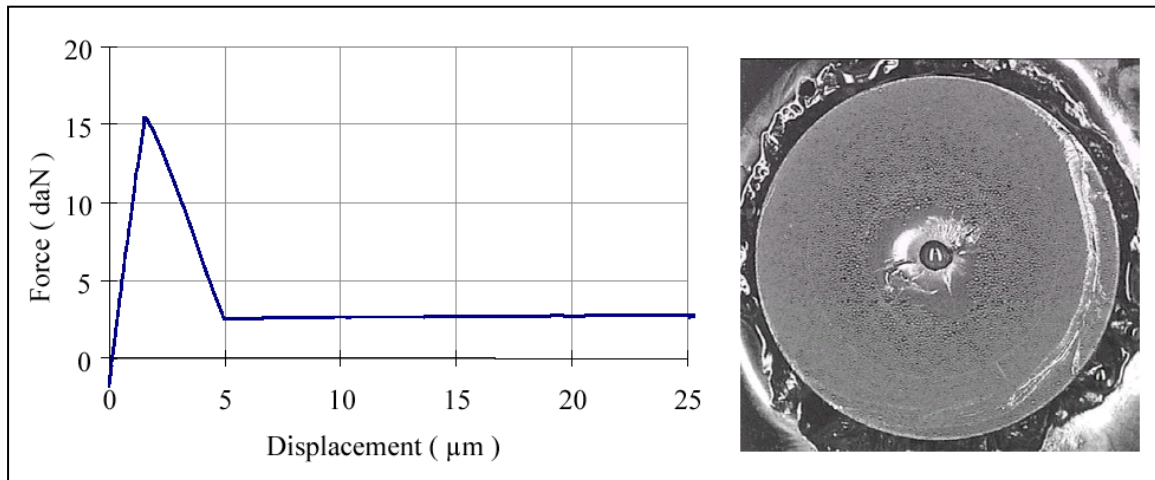


Figura 2.21: Superficie di frattura di un provino testato a -15°C ; sia campione che curva forza-spostamenti mostrano una unica discontinuità.

Nonostante il fatto che i Local Fracture Tests siano stati condotti in laboratorio, essi sono comunque estremamente rappresentativi di quello che realmente può accadere all'interno del conglomerato bituminoso in esercizio, in corrispondenza del contatto tra due aggregati. In particolare, la parte di sperimentazione qui riportata è stata indirizzata ad investigare proprio il comportamento a fatica dei bitumi e, pertanto, a prescindere dal tipo di bitume (se ne è sperimentato uno solo), si è concentrata l'attenzione su aspetti quali l'effetto della temperatura sulla rigidità e l'effetto del tempo di riposo (compreso tra la prima e la seconda applicazione di carico) sul fenomeno di auto-riparazione del bitume.

Per quanto riguarda gli effetti della temperatura sui risultati, gli autori hanno riscontrato, come ci si poteva aspettare, una notevole dipendenza della rigidità del bitume da essa: la pendenza iniziale della curva di rottura si riduce apprezzabilmente con l'aumentare della temperatura; il calo di forza, legato all'apertura della frattura è, inoltre, più spiccatamente visibile alle basse temperature; esso può infatti scomparire nel caso di temperature medio-alte.

Analoghe considerazioni possono essere fatte in merito alla velocità di applicazione del carico.

Infine, con riferimento agli effetti del periodo di riposo sul fenomeno di auto-riparazione, si sono eseguiti diversi test nei quali sono stati applicati un certo numero di cicli di carico allo stesso campione, intervallati da periodi di riposo durante i quali il provino veniva riportato nelle condizioni di partenza. Si è osservato come la capacità di auto-riparazione del bitume dipenda sostanzialmente dalla durata del periodo di riposo: un'attesa di 4 ore tra la prima e la seconda applicazione di carico comporta un andamento di quest'ultima del tutto simile a quello ottenuto per la prima. In sostanza, la pendenza del tratto OA prima della discontinuità è la medesima: ciò può essere interpretato come una riparazione quasi completa della frattura sviluppatasi nel primo ciclo di carico. Tuttavia, la pendenza della curva dopo il primo calo è leggermente inferiore, ad indicare che il secondo ciclo di carico determina una apertura della frattura maggiore del primo ciclo. Un tempo di riposo di 2 minuti comporta comunque un certo "healing", specialmente per l'ultima frattura apertasi nel primo ciclo di carico, in genere corrispondente al secondo calo di forza. Tuttavia, le pendenze delle curve post-rottura indicano che l'auto-riparazione è solo parziale. Come è logico immaginare, l'effetto di auto-riparazione è strettamente legato alla temperatura alla quale il periodo di riposo avviene: una temperatura elevata, così come un periodo di riposo più lungo, comportano un aumento nella capacità di "healing" del bitume.

A conclusione di questa descrizione circa l'importanza per la resistenza dei conglomerati bituminosi del fattore **coesione** del bitume di miscela, si riporta l'indicazione circa i test tradizionalmente condotti per valutarne l'entità.

A prescindere dalle prove classiche sui bitumi (Penetrazione, P&A, Fraass, Duttilità, etc.) e da quelle più attuali di origine Superpave (Reometria

Rotazionale a taglio, Viscosimetria rotazionale, Direct Tension Test, Reometria flessionale su travetto, RTFOT, PAV, etc.) che comunque caratterizzano il bitume in quanto tale e ne rivelano il comportamento resistente in opera e quindi indirettamente la **coesione**, esistono taluni test specifici atti a studiare direttamente la risposta coesiva del bitume nelle configurazioni di esercizio. In sostanza, si valuta il potere legante del bitume già all'interno del conglomerato bituminoso mutuando in certi casi le apparecchiature adottate per le prove di abrasione sugli aggregati, oppure sfruttando strumenti nei quali viene convenzionalmente riprodotto lo spessore del film di bitume in opera e successivamente testato a taglio diretto. Il primo esempio riportato è il test di origine spagnola denominato Cantabro. Alcuni ricercatori spagnoli osservarono che la tradizionale metodologia Marshall non risultava soddisfacente nella progettazione delle moderne miscele bituminose aperte. Per tale motivo, misero a punto una procedura di prova alternativa per lo studio di tali miscele, e videro che questa forniva anche utili indicazioni circa le caratteristiche di coesione ed adesione dei conglomerati bituminosi in generale. Il test è sostanzialmente una prova di abrasione nella quale si valuta la perdita in peso di campioni Marshall di conglomerato bituminoso sottoposti a 300 giri nel noto apparecchio Los Angeles utilizzato per le prove sugli aggregati; il provino Marshall deve essere introdotto nel cilindro senza le sferette di acciaio. La procedura può anche prevedere la comparazione di risultati ottenuti su provini pre e post-immersione in acqua, valutando in tale modo l'azione di quest'ultima sulle proprietà di coesione ed adesione del bitume nel conglomerato [55].

La seconda prova che si riporta è il cosiddetto Vialit Pendulum Test [118]. In esso, il bitume in esame, viene colato sulla superficie dentellata di un blocchetto metallico delle dimensioni di un dado da gioco sul quale viene poi posizionato un analogo blocchetto, anch'esso dentellato, ad ottenere un film di bitume compreso tra i due elementi, dello spessore paragonabile a quello presente nei

conglomerati in opera. Il sistema di blocchetti e bitume viene quindi alloggiato e vincolato su un supporto metallico posto sul percorso di un maglio a pendolo. Il pendolo viene rilasciato da una certa altezza, ad impattare contro il blocchetto superiore e l'altezza di risalita dopo l'impatto viene misurata su una scala graduata. Maggiori sono le proprietà coesive del bitume, minore sarà la risalita del pendolo dopo l'urto col sistema e viceversa. In tale modo, la misura dell'energia dissipata nell'impatto mostrerà una quota parte corrispondente all'energia necessaria per vincere il potere legante del film di bitume in altre parole, la coesione. Questo test, di origine francese viene contemplato anche nelle "Specifications for Highway Works: Series 900" inglesi [105] e può essere impiegato per determinare le proprietà coesive di bitumi tal quali, modificati od anche di recupero [119]. La figura 2.22 riporta l'andamento di risultati di Vialit test in termini di Coesività (J/cm^2) al variare della temperatura per diversi tipi di bitumi.

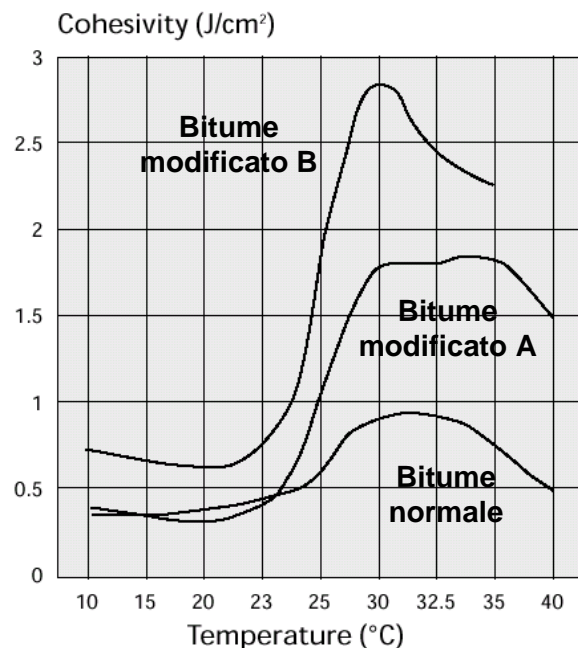


Figura 2.22: Vialit pendulum e risultati per diversi bitumi a diverse temperature.

Si conclude questa lunga trattazione teorica dei punti **b) adesione** e **c) coesione** relativi al bitume presente nei conglomerati bituminosi, sottolineandone il contributo alla resistenza meccanica del collegamento tra gli strati, oggetto del presente capitolo.

Pais J.C. et al. [65] afferma, in generale, che le proprietà meccaniche dei conglomerati bituminosi dipendono dall'adesione tra legante ed aggregati, così come dalla coesione interna al legante stesso. Thom N.H. et al. [77] conclude che, in definitiva, può essere conveniente considerare il conglomerato bituminoso come un materiale granulare nel quale il bitume limita i movimenti relativi tra gli elementi litici. Egli osserva che un materiale granulare secco, realizzato con inerti frantumati, così come accade per una miscela bituminosa, può esso stesso presentare una rigidità prossima ai 100 MPa, con lievi variazioni dovute alla granulometria, ed include la separazione non vincolata e la rotazione delle particelle, oltre che il contatto con altri elementi litici. L'effetto del bitume sarà pertanto quello di: aumentare direttamente lo sforzo tagliente necessario per produrre uno scorrimento relativo tra gli inerti ed amplificare la rigidità d'insieme, per via delle restrizioni sulle traslazioni e rotazioni reciproche tra le particelle.

In conclusione, buona parte della resistenza meccanica del collegamento all'interfaccia tra strati bituminosi adiacenti sottoposti a compressione e taglio è legata all'adesione ed alla coesione sviluppata dai bitumi delle miscele componenti gli strati stessi, oltre ovviamente al loro ingranamento interno. In effetti, se si assume per ipotesi, che la resistenza del collegamento all'interfaccia tra gli strati, ossia il legame tra gli aggregati che sono a contatto ed appartengono ai due conglomerati adiacenti, sia infinita, ne consegue che, la resistenza alle azioni esterne del sistema bistrato, resta totalmente a carico di quella interna a ciascuno dei due conglomerati, ossia alle loro proprietà di ingranamento interno, di adesione bitume-inerti e di coesione. Ecco che, la

rottura del sistema, non avverrà certo all'interfaccia, ma potrà manifestarsi in un punto od un piano qualsiasi all'interno dei due conglomerati di strato.

Nella realtà, in genere, il collegamento all'interfaccia, in quanto discontinuità effettiva, rappresenta il punto debole del sistema e, pertanto, risulta con più probabilità, interessato da rottura. Tuttavia, le porzioni di conglomerato che si affacciano direttamente al contatto, per le quali la resistenza meccanica corrisponde all'incirca a quella del conglomerato di appartenenza (ci si trova ad una estremità), partecipano comunque alla resistenza del collegamento, fornendo ingranamento, adesione e coesione agli inerti a ridosso dell'interfaccia, ossia mantenendoli nella loro posizione originaria confinandoli sulla parte del loro contorno non a contatto con il conglomerato dell'altro strato.

2.3.4 Fattore d): adesione e coesione del bitume della mano d'attacco

Si intende ora concludere la descrizione dei fattori che influenzano la resistenza meccanica del collegamento tra gli strati bituminosi del pacchetto stradale, prendendo in esame unitariamente, le proprietà di **adesione e coesione** che il bitume della mano d'attacco (residuo anidro od applicato a caldo) sviluppa nei confronti degli aggregati coi quali viene a contatto, appartenenti ai due conglomerati adiacenti, tenendo anche conto della presenza dei bitumi presenti in ciascuna miscela di strato.

Dalla figura 2.9 si nota come il bitume della mano d'attacco, ipotizzando che sia stata applicata e che la procedura di applicazione sia stata eseguita correttamente (nel caso di emulsione, rispettando i tempi necessari alla rottura), si disponga sulla superficie assai irregolare del piano di posa interessandone, per quanto possibile, ogni interstizio. Si viene così a formare un film di legante di spessore variabile sull'intero piano di posa a seconda dei quantitativi spruzzati e della macrorugosità superficiale dello stesso, a costituire, sia un manto impermeabilizzante, sia e soprattutto, un collante tra lo strato sottostante e

quello ancora da stendersi. In genere, le mani d'attacco con le funzioni teste descritte, vengono applicate sotto forma di emulsioni bituminose a freddo. In Italia infatti, ben l'85% delle emulsioni bituminose prodotte viene impiegato per tale scopo. Per questo motivo, nel presente lavoro, si considererà il bitume della mano d'attacco, sia esso normale o modificato, come residuo anidro proveniente dalla spruzzatura di una emulsione bituminosa.

Dopo aver descritto per sommi capi come avviene il fenomeno della "rottura" di una emulsione bituminosa cationica, si passerà ad analizzare da un lato, le caratteristiche di adesione del bitume residuo ai conglomerati di interfaccia sfruttando le teorie dell'adesione viste in precedenza, dall'altro, le caratteristiche di coesione dello stesso nel compito di legare tra loro gli aggregati appartenenti a due strati differenti, aggregati per altro, ricoperti dai rispettivi bitumi di miscela. Si tratterà inoltre nel contempo, della necessaria compatibilità tra i vari bitumi a contatto, delle diverse situazioni di posa che si possono verificare in sito e dell'effetto che la presenza di contaminanti, la non corretta "rottura" o l'eccesso di bitume residuo possono avere sulle effettive condizioni di collegamento finali.

L'emulsione bituminosa come visto nel primo capitolo, viene applicata sul piano di posa per mezzo di una barra spruzzatrice autocarrata in determinate condizioni di temperatura e pressione, a seconda delle necessità del caso. In seguito al passaggio dell'emulsione negli ugelli di spruzzatura ed al suo contatto con la superficie di posa, si verifica la cosiddetta "rottura", ovvero la separazione dell'acqua dal bitume. Più nello specifico, la velocità di "rottura" ed il processo di eliminazione dell'acqua dall'emulsione dipendono essenzialmente dalla sua reattività, da quella degli aggregati che essa bagna e dalle condizioni ambientali al contorno, quali temperatura ed umidità dell'aria. Per quanto riguarda la reattività dell'emulsione, essa dipende dalla sua formulazione chimica, e quindi dal bitume, dall'acqua, dagli emulsionanti e dagli stabilizzanti

impiegati per confezionarla e dalle loro concentrazioni. Le emulsioni possono infatti, essere classificate in base alla loro reattività come: a rapida rottura, a media rottura ed a lenta rottura; in certi casi si producono anche emulsioni super-stabili con una rottura estremamente lenta e controllata. In relazione agli aggregati, si è visto in precedenza come le loro capacità reattive siano legate alla loro natura petrografica ed alla loro attività superficiale (quindi anche al periodo di stoccaggio che hanno subito). Gli inerti acquisiscono una carica superficiale caratteristica dipendente dal pH e dalla natura dei minerali componenti. Come detto quelli acidi, molto ricchi in silice, tendono ad assumere una carica negativa, mentre i basici ricchi in calcite, tendono ad assumere una carica positiva. All'aumentare del pH tutti gli inerti tendono a acquisire una maggiore carica negativa, mentre la presenza di sali di calcio od altri cationi nell'acqua tende a rendere la superficie meno negativa. In generale, si può dire che le emulsioni cationiche reagiscano più velocemente con aggregati a carica superficiale negativa.

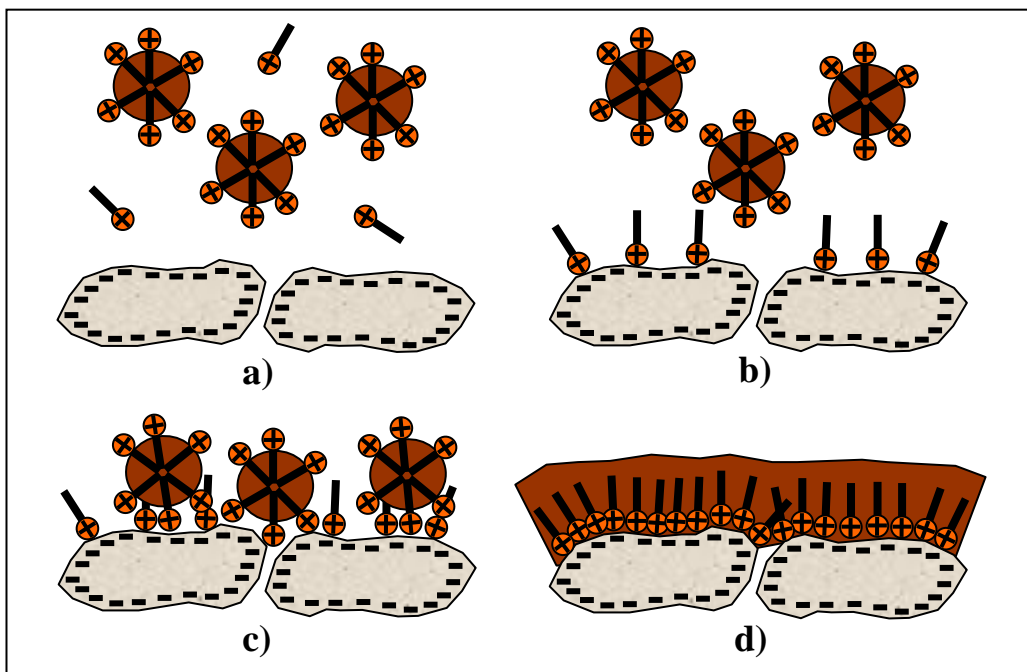


Figura 2.23: Possibili fasi nella rottura di una emulsione bituminosa cationica [88].

Nella figura 2.23 sono raffigurate le possibili fasi del processo di “rottura” ed assestamento di una emulsione cationica. Alcuni dei passi possono essere così riassunti [88]:

- a) adsorbimento dell'emulsionante sulla superficie dell'aggregato: gli ioni di emulsionante liberi vengono rapidamente adsorbiti sulla superficie degli inerti; essi possono essere estratti dall'interfaccia acqua-bitume molto più lentamente; la rimozione della riserva di ioni emulsionanti liberi, rende l'emulsione propensa alla coalescenza (tendenza delle gocce di bitume a riunirsi), ma allo stesso tempo riduce o addirittura inverte la carica superficiale degli inerti, ritardando l'assestamento. Gli emulsionanti cationici vengono adsorbiti di più su minerali silicei rispetto ad emulsionanti anionici o non-ionici, il che spiega l'utilità delle emulsioni cationiche in presenza di aggregati acidi.
- b) moto delle gocce di emulsione verso la superficie degli aggregati: le gocce di bitume nell'emulsione possiedono una piccola carica e procedono verso la superficie dell'inerte avente carica opposta (Elettroforesi). La concentrazione presso la superficie porta le particelle assieme, inducendone la flocculazione, la coalescenza e la distribuzione sulla superficie.
- c) cambi di pH: taluni aggregati come i calcarei o fillers come limi o cemento possono realmente neutralizzare l'acido in una emulsione cationica, comportando l'innalzamento del pH e la destabilizzazione dell'emulsione. In altri casi, gli aggregati possono adsorbire gli ioni idrogeno inducendo un innalzamento di pH meno marcato, ma ancora sufficiente a destabilizzare l'emulsione. Certi aggregati solubili come i calcarei possono fornire ioni di calcio o di magnesio alla soluzione che tende a neutralizzarsi, soprattutto se anionica.

- d) evaporazione dell'acqua: non appena l'acqua lascia il sistema evaporando, le gocce si concentrano aumentando la coalescenza. Per certe emulsioni a lenta o lentissima rottura, l'evaporazione rappresenta il meccanismo più importante della rottura.

Il processo di rottura appena descritto in maniera del tutto semplificata, deve verificarsi in ciascun campo di impiego delle emulsioni bituminose, anche se in modi e tempi differenti da caso a caso. Nell'applicazione di emulsione per mano d'attacco i possibili scenari di stesa sono innumerevoli a seconda delle caratteristiche del piano di posa e delle condizioni ambientali. Lo sviluppo delle proprie capacità leganti ed impermeabilizzanti da parte dell'emulsione sono pertanto legate ad un cospicuo numero di fattori. Il fattore forse più importante è costituito dalle proprietà chimico-fisiche della superficie che accoglierà l'emulsione stessa. Innanzitutto, che cosa bagna l'emulsione? Con quali materiali viene a contatto? Nel caso di una mano d'attacco spruzzata su uno strato di recente costruzione, mai aperto al traffico, la configurazione di figura 2.23 sarà resa alquanto più complessa dalla presenza di un secondo bitume a rivestire la superficie degli inerti del piano di posa. Se la superficie di posa è costituita da uno manto di usura degradato, è del tutto probabile che l'emulsione spruzzata venga a contatto diretto sia coi gli inerti spogliati del bitume superficiale dall'azione del traffico, sia con il bitume ai margini degli stessi. Nel caso infine, di superficie di posa fresata, l'emulsione dovrà rompere su una superficie alquanto rugosa, ricca di detriti e prevalentemente costituita da superfici vive di inerti frantumati dalle punte della fresa.

Studiare il fenomeno dell'**adesione** da parte del bitume di emulsione nei casi descritti risulta assai complicato se non impossibile, tuttavia, mano alle teorie viste al punto b), si può pensare che ciascuna di esse sia valida per rappresentare stadi diversi del processo di adesione del bitume residuo alla superficie di posa,

qualsiasi essa sia, in misura più o meno marcata. Ecco che la teoria della Diffusione sarà più indicata nel caso in cui il bitume dell'emulsione venga a contatto col bitume del conglomerato di strato. Analogamente, le teorie Acido-base e del Confine debole appaiono più indicate nello studio dell'adesione a superfici dove l'inerte è spoglio o spaccato, per le quali conoscere le caratteristiche chimico-elettriche della superficie degli inerti è fondamentale. In ogni caso, la bagnabilità del piano di posa da parte dell'emulsione prima e del bitume residuo poi è necessaria e può essere studiata colla teoria dell'Adsorbimento.

Con riferimento allo sviluppo di **adesione** tra legante della mano d'attacco e superficie di posa è obbligatorio richiamare l'importanza delle condizioni di contaminazione di quest'ultima, al fine di una corretta applicazione. Sul piano di posa, prima del passaggio della barra spruzzatrice, possono trovarvisi svariati elementi di contaminazione anche dopo l'azione della motospazzatrice: primi fra tutti detriti e materiali terrosi, anche molto umidi, portati sul sito dai mezzi di cantiere, acque meteoriche o di lavorazione, olii, solventi o altri materiali presenti in loco; ed ancora, nel caso di posa su usura degradata senza scarificazione, si ha la presenza di detriti lasciati dai mezzi che hanno percorso la pavimentazione nella sua vita, per cui gomme, combustibili, sporcizia e quant'altro; sulle superfici appena fresate e spazzate restano comunque detriti di inerti frantumati e polveri fini, acque di lavorazione, etc. L'effetto che tali agenti contaminanti hanno sulla rottura dell'emulsione e sull'adesione del bitume alla superficie è in genere deleterio, basti pensare al fatto che una pesante contaminazione di materiale granulare fine riduce la bagnabilità superficiale ed allo stesso tempo le possibilità di adsorbimento alla superficie sottostante ostacolando le reazioni bitume-aggregato o la diffusione bitume-bitume.

Un aspetto importante nell'utilizzo di mani d'attacco bituminose è senz'altro la compatibilità esistente tra i bitumi presenti, ovvero quello derivante dalla

emulsione e quelli impiegati nei conglomerati di ciascuno strato. Talvolta, quando tale compatibilità è insufficiente, si può verificare il cosiddetto fenomeno di “scomparsa” della mano d’attacco. Esso consiste nella migrazione del bitume della mano d’attacco, all’interno di uno dei due conglomerati adiacenti, andando esso in sostanza a far parte della miscela bituminosa di strato o, nei casi più gravi, comparando sulla superficie del piano viabile sotto forma di essudazioni bituminose localizzate. Si è soliti attribuire tale fenomeno alla eccessiva differenza di viscosità tra i bitumi, soprattutto quando si fa uso di emulsioni bituminose con leganti di base morbidi (180-200 pen) assai più deboli di quelli dei conglomerati di strato (50-70 pen).

Con riferimento alla **coesione** offerta dal bitume della mano d’attacco è questo forse l’aspetto più importante nel giustificare l’impiego. Il potere legante del bitume gioca un ruolo predominante nello sviluppo della resistenza meccanica del collegamento tra gli strati della pavimentazione bituminosa. In effetti, non appena si parla di mano d’attacco salta alla mente l’azione adesiva del collante bituminoso. Supponendo che il legame con il piano di posa da un lato e con il conglomerato dello strato superiore dall’altro sia avvenuto e sia tenace, ne consegue che lo straterello bituminoso dello spessore medio di circa 0.2 mm, nel caso di corretta applicazione a 200 gr/m² di bitume residuo, deve sopperire da solo, con la propria coesione, alle carenze di ingranamento che si hanno inevitabilmente all’interfaccia tra gli strati, per il fatto che essi sono stati realizzati separatamente e con materiali differenti. In sostanza, la coesione della mano d’attacco deve contribuire alla resistenza soprattutto laddove sono piccoli gli angoli (θ) dell’ingranamento di interfaccia, per i quali le componenti (n) ortogonali ai contatti delle azioni esterne taglienti sono piccole ed elevate, invece, sono le (t) destabilizzanti; deve contribuire nell’aumentare la risultante del membro stabilizzante nelle disequazioni viste per lo studio dell’ingranamento, soprattutto, come si vedrà, per quel che riguarda l’addendo

di coesione al contorno del contatto. La resistenza coesiva del bitume residuo dovrà essere pronta ad agire anche in condizioni di temperatura avverse (superiori ai 40°C ed inferiori ai -10°C), il che spesso suggerisce l'impiego di bitumi modificati.

I valori di coesione del bitume da emulsione non sono diversi da quelli visti per i bitumi dei conglomerati tradizionali e le prove atte a caratterizzarla sono le medesime, per lo meno in laboratorio. In effetti, non esistono prove di cantiere specifiche per lo studio delle capacità leganti delle mani d'attacco in sito, qualsiasi siano le condizioni della superficie di posa; nel capitolo conclusivo del presente lavoro si proporrà un metodo pratico di verifica derivato dai test sugli intonaci edilizi.

In merito allo spessore del film di bitume residuo necessario nelle mani d'attacco, diverse ricerche, talune ancora in corso, hanno dimostrato, con l'ausilio di prove di taglio diretto all'interfaccia su carote doppio strato, l'esistenza di quantitativi ottimali di bitume residuo e quindi di spessori del film bituminoso. In effetti, ciò è plausibile; la regola per la quale all'aumentare del bitume residuo aumenta il potere legante della mano d'attacco è vera fintanto che l'eccesso di bitume, non comporta lo scadimento del collegamento. Le ragioni sono ancora al vaglio dei ricercatori, ma possono essere facilmente intuite. Si pensi ad un film di bitume ottimale: in base alle caratteristiche del bitume, quale spessore deve avere tale film per svolgere al meglio la funzione di mano d'attacco? La risposta è conseguenza diretta di quanto visto fino ad ora in merito. Secondo le affermazioni di Thom, in corrispondenza dei punti di contatto tra aggregati, il film si riduce notevolmente ed il bitume che prima della compattazione occupava lo spazio tra i due inerti viene spinto negli interstizi dell'intorno. Questo fenomeno avverrà su più fronti di contatto all'interfaccia e sarà tanto più accentuato quanto meno viscoso è il legante. In sostanza, la configurazione ottimale vede la redistribuzione del film di bitume della mano

d'attacco all'interfaccia, in seguito alle compattazioni successive. Lo spessore variabile della membrana bituminosa formatasi dovrà essere tale, per determinate caratteristiche reologiche del bitume, da fornire la rigidità necessaria al collegamento per resistere alle sollecitazioni esterne, proprio in corrispondenza del piano più debole.

Esisterà, analogamente alla metodologia Marshall di progettazione delle miscele bituminose, un quantitativo di legante ottimale, superato il quale, le proprietà di collegamento della mano d'attacco iniziano a scadere. Si può pensare alle cause di questo. Un film di bitume residuo eccessivo comporterà, durante la compattazione, lo spostamento del legante, a riempire o saturare tutte le porosità nell'intorno dei contatti, tanto che, e lo si può vedere anche sulla superficie esterna di talune carote, si viene a creare una fascia di interfaccia satura di bitume. A questo punto la discussione è analoga a quella che spiega lo scadimento delle resistenze Marshall in caso di quantitativi eccessivi di legante. Il bitume, vedrà vanificate le sue proprietà coesive dagli elevati scorrimenti dovuti agli spessori di legante in esubero, a ridurre la rigidità dell'interfaccia. Infatti, spessori eccessivi di bitume, comportano una riduzione del termine attritivo nei punti di ingranamento all'interfaccia o nei contatti a (θ) nullo, ma con azioni ortogonali non nulle (cioè sempre). Il termine coesivo delle disegualità di ingranamento resta inalterato solo per quel che riguarda la coesione del legante che ovviamente non cambia, a cambiare invece sono le aree sulle quali tale coesione agisce, pur essendo maggiori, per la maggior presenza di legante, esse vanno a sostituirsi ad aree dove la coesione è quella interna degli aggregati, elevatissima, e pertanto, anche se in complesso il termine coesivo aumenta, lo scostamento dall'interfaccia degli inerti per la presenza di più bitume, ne allontana anche la resistenza meccanica che altrimenti sarebbe stata chiamata a agire al posto di quella del solo bitume.

Per concludere si farà cenno all'importanza del rispetto dei tempi di rottura dell'emulsione per il raggiungimento delle proprietà leganti del bitume residuo. Come detto nel primo capitolo l'operazione di stesa della mano d'attacco è spesso ritenuta un surplus nelle attività di cantiere ed in quanto tale non viene adeguatamente curata. A maggior ragione, una volta spruzzata, l'emulsione rappresenta un ritardo alle operazioni di stesa successive. Ecco perché spesso, i tempi di attesa per la rottura completa dell'emulsione bituminosa non vengono rispettati e la vibrofinitrice transita sopra una superficie ancora di colore marrone scuro e non nera come dovrebbe essere. In pratica, si stende conglomerato bituminoso caldo sopra una emulsione non rotta. Le conseguenze di questo fatto sono molteplici e tutte negative per lo sviluppo delle funzioni leganti della mano d'attacco. Per brevità, se ne cita soltanto una, ovvero l'occlusione di acqua di emulsione all'interfaccia, deleteria non soltanto per l'adesione nell'adsorbimento del bitume sulla superficie di posa, ma anche per la diffusione tra il bitume della mano d'attacco e quello che ricopre gli inerti del conglomerato caldo in arrivo.

Infine, come già fatto per gli altri punti (a), b) e c)), si conclude il fattore d) **adesione e coesione** del legante della mano d'attacco nella caratterizzazione teorica della resistenza del collegamento tra gli strati della pavimentazione bituminosa, riassumendone le peculiarità.

Così come avviene per i singoli conglomerati afferenti all'interfaccia, le proprietà di adesione e coesione del legante bituminoso della mano d'attacco sono fondamentali nell'espletamento del compito di incollare tra loro due strati neri. Resta il fatto che, trattandosi di una interfaccia, tale compito può risultare assai arduo, soprattutto se le sollecitazioni esterne sono elevate. La mano d'attacco deve in sostanza curare la cicatrice presente cercando di conferirle una resistenza meccanica prossima a quella dei conglomerati dei singoli strati.

Purtroppo però, l'interfaccia è una discontinuità effettiva e presenta una variazione di materiali, un minor ingranamento rispetto al volume dei conglomerati, meno bitume e contaminazioni. Per tali motivi, al bitume residuo è richiesta una tenacità superiore a quella dei bitumi da conglomerato, per ristabilire gli equilibri di resistenza persi. Si è visto come, tuttavia, eccedere in legante possa essere controproducente per la resistenza finale, soprattutto per il fatto che, pur in presenza di un bitume di ottime qualità, spessori in esubero conducono a scorrimenti eccessivi all'interfaccia. Ecco perché, talvolta, così anche come impongono le normative inglesi, in base alla percentuale di bitume presente nei conglomerati di strato (in genere quello superiore), può essere utile contenere il quantitativo di mano d'attacco anziché aumentarlo, o addirittura renderlo nullo, soprattutto qualora lo strato superiore sia costituito da una miscela speciale ad altissimo tenore di bitume (ad esempio SMA).

2.4 CONCLUSIONI

Al termine di questo ampio quadro teorico sul collegamento esistente tra gli strati in conglomerato bituminoso di una pavimentazione stradale, se ne riassumono sinteticamente i punti salienti, con l'intento di introdurre la descrizione degli studi sperimentali condotti in proposito presentati nei prossimi capitoli.

L'importanza del collegamento tra gli strati del pacchetto stradale è evidente; basti pensare al significativo numero di ricerche inerenti conclusesi in tutto il mondo ed al crescente numero di quelle in corso. Gli studi teorici sui multistrato elastici coadiuvati da esperienze in sito, hanno dimostrato che la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni all'interno del pacchetto stradale è intimamente legata alle condizioni di collegamento alle interfacce tra gli strati, soprattutto per quelli più prossimi alla superficie. Nel calcolo a fatica delle sovrastrutture stradali diventa quindi basilare conoscere e poter tener conto dell'effettivo collegamento esistente tra gli strati bituminosi, dovendo quota parte delle risorse di resistenza meccanica dei materiali essere messa a disposizione degli stati tensionali che si sviluppano nel collegamento stesso.

Una piccola fotografia ravvicinata di una interfaccia tra strati bituminosi (figura 2.9) è stata di ausilio nello studio dei fattori che intervengono nella definizione della resistenza meccanica del collegamento di cui sopra. Individuati a grandi linee fattori quali l'ingranamento tra inerti, l'adesione e la coesione dei bitumi nei conglomerati di strato e l'adesione e la coesione nel bitume della mano d'attacco, si sono analizzati distintamente con l'ausilio dei riferimenti bibliografici più attinenti. L'ingranamento tra gli strati, che chiama in causa soprattutto le rigidità degli aggregati lapidei, fornisce un notevole contributo alla resistenza meccanica del collegamento, purtroppo per via delle modalità costruttive, il contributo che ne deriva è spesso ridotto, perché ridotto è il

numero di aggregati che si frappongono all'interfaccia. L'adesione e la coesione nei conglomerati bituminosi di strato sono fattori fondamentali, perché oltre a definire la resistenza intrinseca del materiale nel suo volume, contribuiscono alla resistenza del collegamento conferendo rigidità ai contatti con il conglomerato adiacente. La mano d'attacco infine, spesso trascurata nelle operazioni di cantiere, è una componente indispensabile nel collegamento. Nella stragrande maggioranza dei casi essa rappresenta l'unico elemento resistente del collegamento tra due strati ed in quanto tale, andrebbe progettata e curata con ocularità. Laddove l'entità dell'ingranamento all'interfaccia non raggiunge quella del volume dello strato bituminoso, occorre un collante che limiti gli scorrimenti ed aumenti la rigidità locale.

CAPITOLO 3

STUDI SPERIMENTALI, TEST E NORMATIVE SUL COLLEGAMENTO TRA GLI STRATI

3.1 STUDI SPERIMENTALI IN LETTERATURA

3.1.1 Introduzione

Nel capitolo precedente si è studiato il problema del collegamento tra gli strati bituminosi della sovrastruttura stradale dal punto di vista teorico, focalizzando l'attenzione sia sugli effetti che le condizioni di resistenza di tale collegamento possono avere sulla capacità della pavimentazione di assolvere al suo compito in termini di distribuzione dello stato tenso-deformativo, sia sui fattori fisico-meccanici che partecipano alla loro definizione.

Nel presente paragrafo, si intende invece fornire un quadro sufficientemente completo degli studi sperimentali più significativi condotti fino ad oggi per la caratterizzazione del collegamento. L'ordine delle esperienze è cronologico (in base alla data di pubblicazione) e per ciascuna di esse verrà fornita una breve descrizione della fase sperimentale e delle conclusioni tratte.

3.1.2 Uzan J., Livneh M. e Eshed Y. “Investigation of Adhesion properties between Asphaltic-Concrete Layers” [3].

Dello studio sperimentale di Uzan si è già trattato ampiamente nella descrizione dei modelli per la caratterizzazione delle distribuzioni tensionali all'interno del pacchetto stradale, per diverse condizioni di collegamento tra gli strati.

La fase sperimentale viene introdotta per la determinazione delle proprietà del collegamento all'interfaccia tra gli strati, da impiegarsi nei metodi di progettazione razionali delle sovrastrutture stradali ex novo e nella determinazione degli spessori di ripristino nel caso di interventi manutentivi. Le

proprietà investigate da Uzan sono essenzialmente il Modulo di Reazione orizzontale dell'interfaccia (K) e le componenti coesive e frizionali della resistenza di interfaccia, rispettivamente (c_g) e (g').

Il programma di prove condotto ha previsto test di taglio diretto (la scatola di prova verrà descritta nei successivi paragrafi) su provini di conglomerato per:

- due diverse temperature: 25°C e 55°C;
- cinque quantitativi di mano d'attacco: 0.0, 0.5, 1.0, 1.5 e 2.0 Kg/m²;
- cinque pressioni verticali applicate normalmente al piano di taglio durante la prova: 0.05, 0.5, 1.0, 2.5, 5.0 Kg/cm².

Il conglomerato impiegato è stato di tipo tradizionale con: inerti calcarei e bitume 60-70 pen, densità di 2380 Kg/m³, Stabilità Marshall di 1140 Kg, scorrimento 4.1 mm e percentuale di vuoti del 3.7%. Con questo conglomerato ed una mano d'attacco con bitume dello stesso tipo, sono stati preparati provini doppio strato da sottoporre a taglio dopo una termostatazione di 2 ore. La scatola di taglio e la procedura di prova impiegata comportano una distorsione sulle due parti di provino ed uno stato tensionale di interfaccia non omogeneo (si veda la figura 3.1):

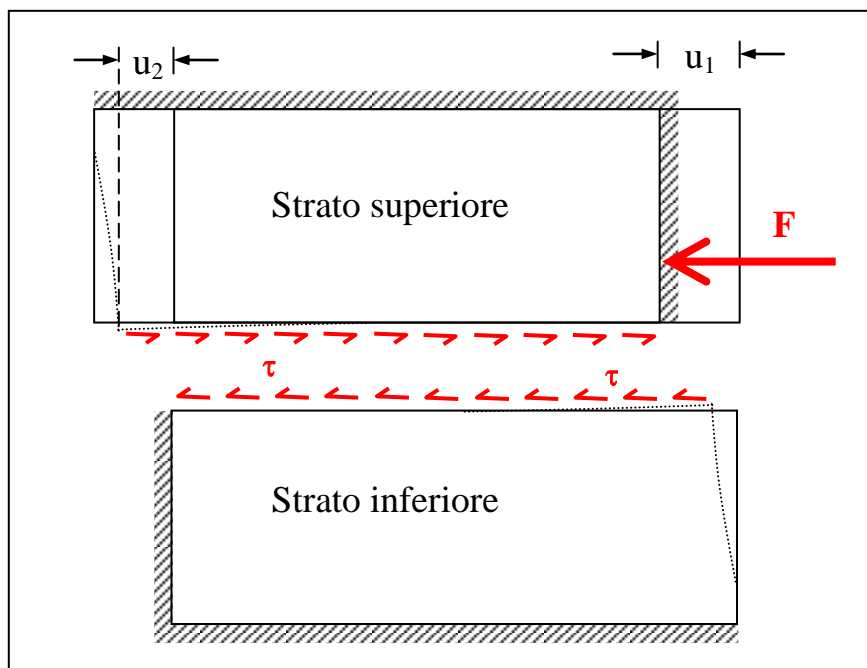


Figura 3.1: Schema delle deformazioni del provino di Uzan.

Nell'analisi dei risultati Uzan ha considerato valori medi delle tensioni di taglio e degli spostamenti. La media delle tensioni è stata computata come lo sforzo orizzontale diviso per l'area di interfaccia, mentre gli spostamenti relativi tra lo strato superiore e quello inferiore, come la media tra (u_1) ed (u_2).

Dai grafici tensioni – spostamenti ottenuti si è visto che il comportamento dell'interfaccia è non lineare e che la resistenza decresce una volta raggiunto un certo valore massimo. Per l'analisi si sono così valutati i seguenti parametri di resistenza e di deformazione:

- a) il modulo di reazione orizzontale di interfaccia in corrispondenza dello spostamento relativo di 0.013 cm. Esso è molto prossimo a quello iniziale rappresentativo delle effettive condizioni in sito dove si verificano spostamenti relativi molto piccoli;
- b) la tensione tangenziale di picco che rappresenta la resistenza dell'interfaccia.

Uzan rappresenta i due parametri descritti in funzione della pressione verticale normale all'interfaccia agente. Un'interessante affermazione riconducibile a quanto visto nel capitolo secondo circa i fattori che contribuiscono alla resistenza del collegamento, sostiene che: l'analogia dei comportamenti presentati da un conglomerato bituminoso e dall'interfaccia tra due conglomerati bituminosi sta a significare che i medesimi aspetti concorrono alla definizione della resistenza di interfaccia ossia: l'adesione rappresentata dalle proprietà di trazione del piano di scorrimento, l'ingranamento derivante dall'inclusione di inerti tra i due strati e la frizione, che deriva dalla rugosità delle due facce.

Le conclusioni tratte dall'analisi dei dati sperimentali ottenuti sono svariate:

- la resistenza al taglio dell'interfaccia cala significativamente all'aumentare della temperatura ed aumenta innalzando la pressione verticale normale al piano di interfaccia;

- esiste un quantitativo ottimale di mano d'attacco (bitume tra 0.5 ed 1.0 Kg/m²) per il quale la resistenza al taglio è massima, ma l'influenza del quantitativo di mano d'attacco nel caso di conglomerati freschi è basso. Occorre investigare l'effetto della mano d'attacco sulle proprietà dell'interfaccia nel caso di superfici degradate o segnate dalla intemperie;
- ad una velocità di taglio di 0.25cm/minuto il Modulo di reazione orizzontale (K) è basso, prossimo alla condizione di non collegamento. Il suo valore si riduce all'aumentare della temperatura ed aumenta con la pressione verticale. Per velocità di taglio superiori, rappresentative delle condizioni di carico imposte dai carichi transitanti, si può pensare di correggere il modulo (K) impiegando fattori uguali a quelli considerabili per la rigidità a trazione dei conglomerati bituminosi. In tale modo si perviene a valori di (K) dell'ordine dei 1000 Kg/m³;

Dalla revisione bibliografica Uzan ha visto che:

- tensioni e deformazioni nel pacchetto sono fortemente dipendenti dalle condizioni di interfaccia. Il valore di modulo (K) ricavato nei test di laboratorio e corretto, conduce ad una condizione intermedia di collegamento all'interfaccia;
- diverse ricerche hanno convenuto che le condizioni di interfaccia tra gli strati bituminosi è intermedia tra il completo distacco ed il perfetto collegamento, specialmente quando intercorre un sensibile lasso di tempo tra la costruzione dei due strati. Alla luce della distribuzione degli spostamenti, si è visto che l'interpretazione delle misurazioni in sito sono più correttamente interpretabili ammettendo una frizione parziale tra le interfacce;

Per quanto visto sopra Uzan conclude che:

- ad alte temperature, è difficile ottenere una interfaccia perfettamente collegata per via delle elevate tensioni tangenziali indotte all'interfaccia dai carichi verticali ed orizzontali;
- fessurazioni a forma di mezza luna possono svilupparsi in seguito a carichi orizzontali e verticali in sezioni ove il collegamento tra gli strati è basso per via di carenza costruttive;
- la condizione di interfaccia comporta un significativo calo nella rigidità dei pacchetti bituminosi flessibili, riducendo pertanto le capacità portanti della pavimentazione;
- l'approccio ad interventi manutentivi razionali deve prendere in considerazione le reali condizioni di interfaccia.

3.1.3 Tschegg E.K., Kroyer G., Tan D., Stanzl-Tschegg S.E. e Litzka J., “Investigation of Bonding between Asphalt Layers on Road Construction” [23].

Nello studio sperimentale condotto da Tschegg è stata sviluppata una semplice metodologia di prova per la misurazione del comportamento meccanico a frattura del collegamento tra gli strati. Nel paragrafo successivo verrà descritta in modo esaustivo l'apparecchiatura utilizzata (Wedge Splitting Test), che prevede l'apertura controllata di una frattura all'interfaccia tra i due strati bituminosi di provini cilindrici opportunamente sagomati. Durante i test, la curva carico – spostamento completa viene determinata fino a rottura del collegamento avvenuta. Tale curva, secondo Tschegg, caratterizza il comportamento del collegamento nella modalità di apertura della frattura e costituisce una base di partenza per la trattazione numerica di problemi di interfaccia.

Il Wedge Splitting test viene condotto alla velocità di 1 mm/minuto. I provini doppio strato sono confezionati in laboratorio con un conglomerato bituminoso

di collegamento (dimensione nominale massima degli inerti pari a 16 mm) secondo la norma austriaca RVS 8.05.14. Le mani d'attacco impiegate sono state due: una cationica al 60%, HB-60-K ed una modificata con SBS al 60%, HB-60-K-PM. Le prove sono state condotte a sei temperature diverse per valutare l'influenza della temperatura sulla qualità del collegamento tra gli strati: -21°C , -10°C , -5°C , 0°C , 5°C e 10.5°C . Per avere un buon riscontro statistico, per ciascuna temperatura e ciascun tipo di mano d'attacco sono stati testati 4 provini. Dall'analisi dei grafici di carico-spostamento di figura 3.2, Tschegg riscontra una notevole variabilità del comportamento della prova con la temperatura, evidenziabile dalle diverse forme che la curva di rottura assume nei vari casi.

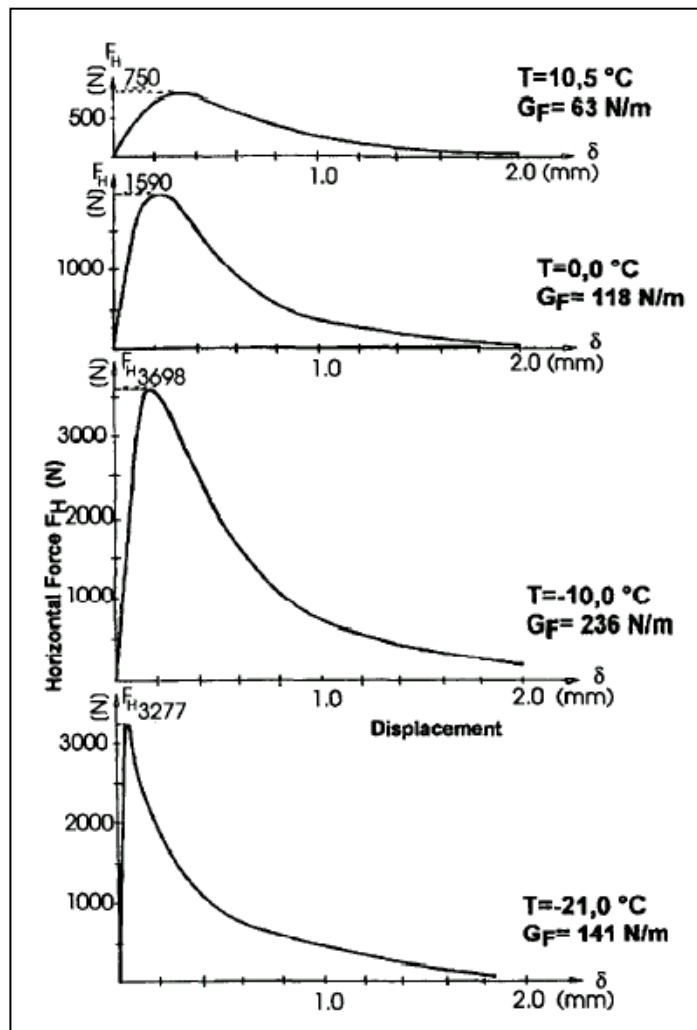


Figura 3.2: Curve carico-spostamento a diverse temperature.

Alla temperatura di 10.5°C il comportamento è tipicamente plastico, al calo di temperatura corrisponde una riduzione dello spostamento relativo tra le due porzioni di provino in corrispondenza del picco. Nella parte iniziale delle curve si osserva un comportamento elastico a rigidità crescente col calo di temperatura. La propagazione della frattura nel provino si verifica dopo la registrazione del picco di carico. Il ramo discendente è più ripido alle basse temperature, evidenziando la natura fragile della rottura. Contrariamente alle alte temperature l'andamento è duttile con un ramo di discesa più dolce.

Per quanto concerne l'andamento dello sforzo massimo (F_{max}) in relazione alla temperatura, Tschegg osserva che esso è praticamente identico per i due bitumi impiegati nella mano d'attacco alle temperature più alte, mentre alle temperature inferiori allo zero, il bitume modificato (P) mostra valori di sforzo superiori, fino a raggiungere una differenza di 1000N in corrispondenza dei -21°C. In termini di Energia Specifica di Frattura (G_F) in dipendenza dalla temperatura, si è osservato che dai 10.5°C ai -10°C le curve per ambedue i bitumi sono crescenti, ma quella del bitume modificato ha una crescita più spiccata. Sotto i 10°C viene impiegata minor (G_F) in seguito alla maggior fragilità del legante. L'andamento è il medesimo per i due bitumi investigati (figura 3.3).

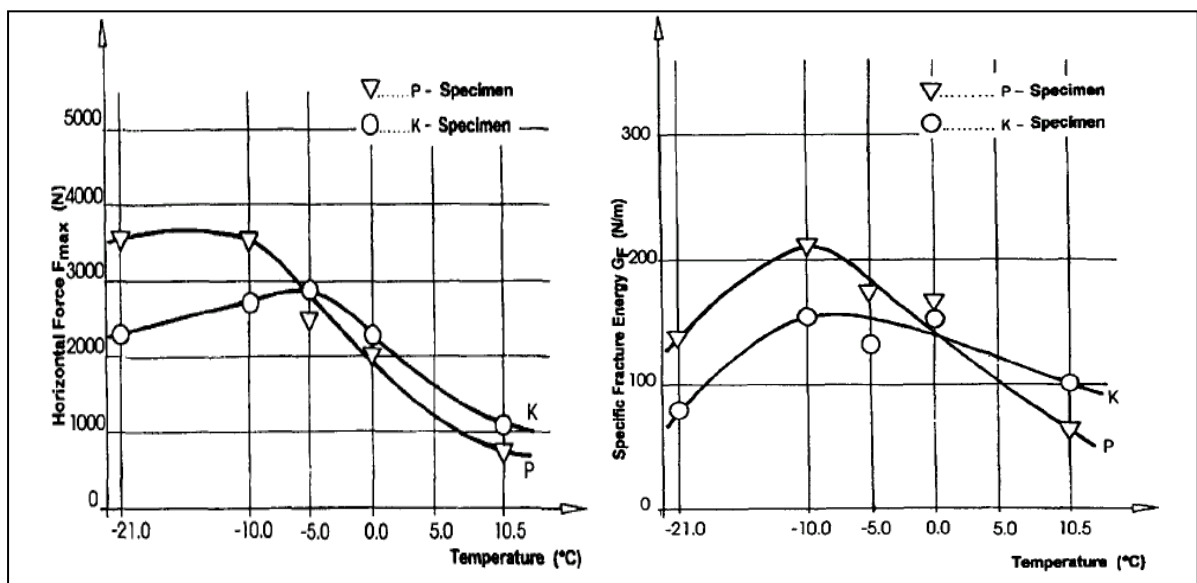


Figura 3.3: Andamenti di (F_{max}) e (G_F) con la temperatura di prova.

Dal confronto tra gli andamenti di (F_{\max}) e di (G_F) con la temperatura Tschegg conclude che, l'interpretazione dei risultati delle prove per mezzo del solo sforzo massimo condurrebbe a conclusioni non realistiche sull'effettivo comportamento delle interfacce in dipendenza della temperatura. Questa tesi comprova la non adeguatezza di test come il Pull-off, nel quale viene rilevato solo lo sforzo massimo a rottura, per la caratterizzazione completa dei materiali all'interfaccia.

Infine, Tschegg confronta i risultati delle prove condotte con quelli ottenuti in passato da prove eseguite su provini omogenei di conglomerato bituminoso. Lo scopo è quello di valutare la differente capacità di carico di provini con e senza interfaccia. In linea di principio i valori di (G_F) sono molto superiori per provini omogenei. A seconda del tipo di aggregati impiegati nel caso di provini omogenei si possono verificare forti innalzamenti di (G_F) per via dell'ingranamento degli inerti nell'apice della frattura o per la rottura degli inerti stessi. Questi due fenomeni non sono stati riscontrati nel caso di provini doppio strato. Che le interfacce siano i punti più deboli del pacchetto stradale viene nuovamente riscontrato secondo Tschegg, nel fatto che i valori di (G_F) per campioni con interfaccia siano, in media, compresi tra il 10% ed il 50% di quelli ottenuti per campioni omogenei.

3.1.4 Partl M.N. e Raab C., “Shear Adhesion between top layers of fresh asphalt pavements in Switzerland” [41].

Lo studio condotto presso i laboratori federali svizzeri dell'EMPA forniscono un quadro dei reali livelli di collegamento ottenibili da pavimentazioni di nuova costruzione in Svizzera. Le prove sono state realizzate tramite il Linear-Parallel Direct Shear (LPDS) tester, evoluzione del noto Leutner Shear test, entrambe descritti nel paragrafo successivo.

I provini sottoposti a prova, sono stati tutti prelevati da pavimentazioni stradali svizzere, subito dopo la loro realizzazione o, in alcuni casi, dopo diversi anni di servizio. La sperimentazione ha previsto sia la caratterizzazione della resistenza di interfaccia tramite prove inter-strato, sia la caratterizzazione della resistenza al taglio dei conglomerati bituminosi di strato, tramite prove in-strato. Le temperature di prova sono state in ogni caso di 20°C e per taluni anche di 40°C. La tabella 3.1 riporta i risultati in termini di sforzo di taglio massimo (in KN) e rigidità massima (in KN/mm) dei test inter-strato ed in-strato condotti da Partl alla temperatura di 20°C, per ciascuno dei siti investigati.

Cor-ing Site #	Materials		Geometry [mm]		Maximum Shear Force [kN] @ 20°C			Maximum Stiffness [kN/mm] @ 20°C		
	Surface Course SC	Upper Base C. UBC	Thick-ness SC	Core Dia-meter	In-Layer SC	Inter-Layer SC/UBC	In-Layer UBC	In-Layer SC	Inter-Layer SC/UBC	In-Layer UBC
2	SMA 11	HMT 32	35	149	21.6	29	18.4	11.2	16.1	8.0
3	SMA 11	HMT 32	30	152	19.7	28.8	56.0	12.4	18.9	27.1
8	SMA 11	HMT 32	41	151	19.2	18.9	24.7	7.5	8.9	15.4
1	SMA 11	HMT 22	38	150	24.0	29.3	25.5	9.7	12.9	19.5
4	SMA 11	HMT 22	42	151	26.6	28.6	28.4	8.9	12.7	16.4
5	SMA 11	HMT 22	40	152	25.7	25.0	37.4	13.3	16.5	24.6
7	SMA 11	HMT 22	30	150	16.4	19.9	38.4	12.3	14.1	26.7
6	SMA 11	HMT 16	60	149	37.1	23.0	28.8	18.6	10.8	19.6
9	SMA 11	AC 16	30	151	16.0	11.8	42.4	6.3	8.2	24.3
10	AC 11	HMT 32	29	152	18.8	16.3	30.6	6.9	8.5	14.2
15	AC 11	HMT32	45	149	23.4	22.9	27.4	10.6	11.6	11.8
16	AC 11	HMT22	40	149	26.5	25.4	38.4	11.7	12.5	19.9
17	AC 11	HMT22	40	149	23	25.2	41.7	11.3	14.8	24.9
20	AC 11	HMT16	35	153	35.0	39.3	39.5	14.6	17.6	17.4
18	AC 16	unkn.old	48	149	33.5	29.1	30.4	16.5	19.0	22.1
19	AC 16	unkn.old	50	150	33.2	28.5	24.7	16.1	17.4	14.1
11	HR 16	HMT 22	44	151	29.4	30.9	29.6	10.5	13.5	14.6
12	GA 11	GA 16	43	152	35.2	41.8	45.4	13.1	16.6	16.0
13	DR 11	AC 16	45	150	10.4	8.0	36.1	4.6	5.1	28.0

Tabella 3.1: risultati di LPDS test a 20°C per ciascun sito. SMA = Splitt Mastic Asphalt, AC = asphalt concrete, HR = hot rolled asphalt, GA = gussasphalt, DR = porous asphalt e HMT = hot mix base course asphalt.

La tabella 3.2 riporta invece, i risultati per i test condotti a 40°C: si noti come i valori di resistenza siano nettamente inferiori.

Coring Site #	Materials		Geometry [mm]		Maximum Shear Force [kN] @ 40°C			Maximum Stiffness [kN/mm] @ 40°C		
	Surface Course SC	Upper Base C. UBC	Thickness SC	Core Diameter	In-Layer SC	Inter-Layer SC/UBC	In-Layer UBC	In-Layer SC	Inter-Layer SC/UBC	In-Layer UBC
2	SMA 11	HMT 32	35	149	6.8	7.8	7.6	2.9	3.6	2.8
3	SMA 11	HMT 32	30	152	6.1	8.6	15.5	2.2	4.2	7.8
8	SMA 11	HMT 32	41	151	4.5	5.6	8.7	2.3	3.1	5.2
1	SMA 11	HMT 22	38	150	5	7.7	11.1	3.9	5.2	7.1
4	SMA 11	HMT 22	42	151	4.7	5.4	8.8	3.1	3.4	5.6
5	SMA 11	HMT 22	40	152	5.5	4.8	11.6	2.6	2.9	7.5
7	SMA 11	HMT 22	30	150	3.9	4.3	11	2.2	3.8	8.7
6	SMA 11	HMT 16	60	149	13.2	4.5	11.5	5.8	1.9	7.7
9	SMA 11	AC 16	30	151	4.9	2.5	15.4	3.6	3.2	8.8
10	AC 11	HMT 32	29	152	4.5	7	11.3	1.8	3.5	4.1
11	HR 16	HMT 22	44	151	8.3	7.3	5.2	3.3	3.6	2.8
12	GA 11	GA 16	43	152	9.8	10.1	12.8	3.9	4.2	4.4
13	DR 11	AB 16	45	150	2.8	2.9	11	0.7	4.7	9.0

Tabella 3.2: risultati di LPDS test a 40°C per ciascun sito. SMA = Splitt Mastix Asphalt, AC = asphalt concrete, HR = hot rolled asphalt, GA = gussasphalt, DR = porous asphalt e HMT = hot mix base corse asphalt.

Sulla base della sperimentazione condotta e dei valori di LPDS ottenuti, Partl trae diverse conclusioni di seguito riportate per punti:

- la prova LPDS è un metodo semplice e utile per effettuare le Valutazioni di Qualità ed i test di verifica delle pavimentazioni stradali immediatamente dopo la loro costruzione. Esso è inoltre un valido strumento per le scelte decisionali sugli interventi manutentivi. Spessori superiori ai 30 mm e temperature di prova inferiori ai 40°C sono preferibili per evitare effetti di “snow plough” all’inizio dei test;
- sono state osservate notevoli differenze di comportamento tra le prove inter-strato e quelle in-strato; ciò suggerisce una maggiore rigidità (a 20°C) per il collegamento inter-strato rispetto all’andamento della curva in-strato. Misurazioni ottiche al piano di taglio durante i test hanno mostrato che nel caso di prove inter-strato gli spostamenti orizzontali

(dilatanza) sono stati dell'ordine dei 0.06mm pari a circa il 60% dei corrispondenti valori di spostamenti in-strato (si veda la figura 3.4).

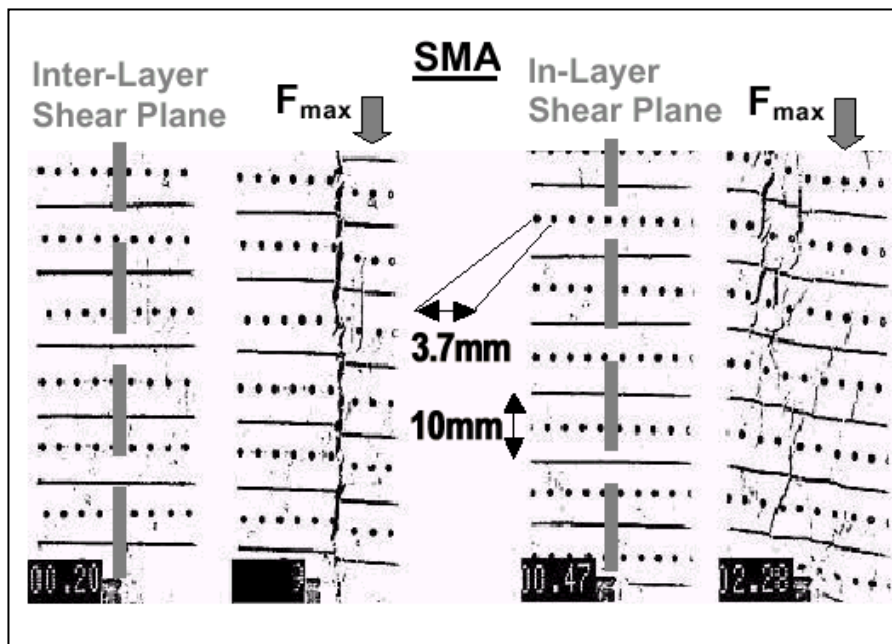


Figura 3.4: Rilievi ottici di spostamento orizzontale all'interfaccia.

- nel caso dei conglomerati porosi (DR) è stata osservata una notevole variabilità dei risultati di sforzo massimo tagliante e rigidezza massima. Inoltre, si è visto che il coefficiente di variazione è cresciuto per la prove a 40°C. Questo fatto mostra come ad alte temperature l'LPDS conduca a risultati meno attendibili;
- la resistenza inter-strato verificata tra strato superficiale e strato di collegamento nelle pavimentazioni di nuova costruzione è fortemente influenzata dalle proprietà di resistenza in-strato del conglomerato superficiale; è stata individuata una relazione tra le massime resistenze inter-strato ed in-strato così come per i valori di rigidezza nel caso di strati superficiali nuovi. Nei grafici riportati in figura 3.5 nei quali è riportato il confronto di resistenze inter-strato e resistenze in-strato i valori ottenuti sono sulla linea di equità a 45° dall'origine nel caso degli sforzi

tangenziali massimi e per un 15% più alti nel grafico delle rigidezze inter-strato rispetto a quelle in-strato;

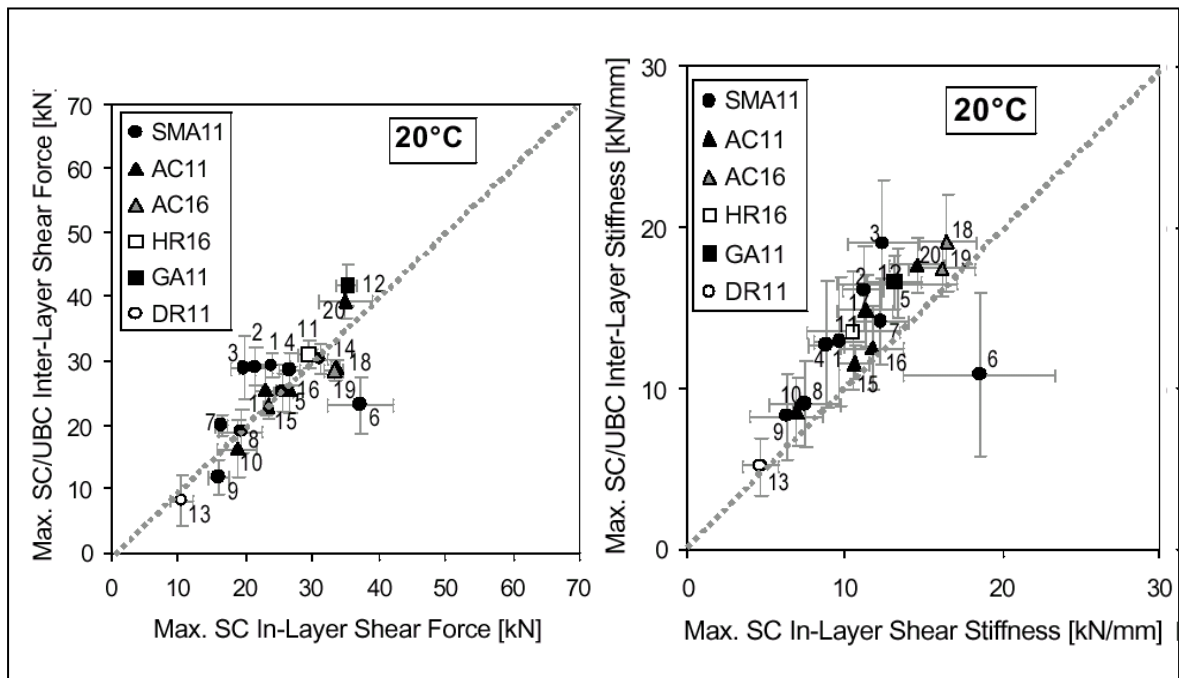


Figura 3.5: Confronto diretto tra valori di sforzo massimo e rigidezza per test inter-strato ed in-strato corrispondenti, alla temperatura di 20°C.

- notevoli differenze nel comportamento a taglio sono state riscontrate tra conglomerati chiusi con forte quantitativo di bitume (gussasphalt) e conglomerati porosi (porous asphalt);
- la tesi che, conglomerati a struttura litica grossolana, con grossi film di bitume ed un processo di compattazione specifico come gli SMA, potessero mostrare una particolare influenza sulle proprietà del collegamento inter-strato alle alte temperature, non è stata confermata nello studio condotto;
- valori suggeriti da Partl, impiegabili come limite inferiore di resistenza all'LPDS test (20°C) per specifiche o norme sono: 23 KN di sforzo massimo e rigidezza inter-layer di 12 KN/mm;

- i valori di sforzo e di rigidezza in ogni caso hanno mostrato una spiccata dipendenza dalla temperatura; soprattutto per la seconda grandezza si sono avuti cali di 2-6 volte il valore ottenuto a 20°C;
- dal confronto dei valori di resistenza massima in-strato ottenuti da test condotti su carote prelevate subito dopo la costruzione e dopo 3-5 anni di servizio, si riscontra un 10% di resistenza in più per i secondi, sia nel caso del conglomerato di usura, sia per quello di collegamento. Nessuna significativa differenza è stata invece rilevata nelle resistenze inter-strato tra carote prelevate in corrispondenza dell'ormaja e non.

Esperienze più datate di quella di Partl, ma basate sempre sull'utilizzo del Leutner Shear test sono state condotte sia da Codjia H. [21], sia dallo stesso Prof. Rolf Leutner [6][28]. In ambedue i casi le sperimentazioni hanno visto il prelievo di un grande numero di provini dalle strade ed autostrade tedesche ed, in seguito all'elaborazione dei dati, entrambe gli autori suggeriscono valori limite di sforzo massimo e spostamento da ottenersi con il Leutner test. [63][66][73][74][76][80][83].

3.1.5 Romanoschi S.A. e Metcalf J.B., “The characterization of pavement layer interfaces” [43][69][12][13][32].

Gli obiettivi principali della ricerca condotta da Romanoschi sono stati: lo studio di un modello costitutivo per le interfacce tra strati di pavimentazioni flessibili e la determinazione degli effetti delle condizioni di interfaccia sulla prestazione di servizio della pavimentazione. In merito, un semplice modello costitutivo per interfacce bituminose, è stato derivato dall'analisi dei dati ottenuti da prove di taglio diretto in laboratorio per diverse condizioni di carico normale al piano di taglio. L'apparecchiatura impiegata per la realizzazione dei test verrà descritta nel paragrafo successivo ed è denominata Direct Shear Test with Normal Load. I

provini doppio strato sottoposti a prova sono stati prelevati da una pavimentazione sperimentale in scala 1 a 1, appositamente costruita per test di fatica, presso i laboratori del Department of Civil and Environmental Engineering della Louisiana State University di Baton Rouge, USA. Nella pavimentazione di prova sono stati riprodotti due pacchetti stradali simili: uno con una mano d'attacco in emulsione bituminosa in ragione di $0.11/m^2$ spruzzata sulla superficie dello strato di collegamento prima della posa del conglomerato di usura, ed uno senza mano d'attacco. Gli spessori degli strati, realizzati con la stessa miscela bituminosa, sono stati rispettivamente 50 mm per quello di collegamento e 40 mm per quello superficiale.

Le variabili di prova per la sperimentazione di Romanoschi sono state:

- il tipo di interfaccia: con o senza mano d'attacco;
- la temperatura: 15°C, 25°C e 35°C;
- il livello di carico normale al piano di taglio: 138, 276, 414 e 522 KPa.

Per ciascuna combinazione sono state sottoposte a prova 5 carote scelte casualmente. Tutte hanno mostrato la rottura in corrispondenza dell'interfaccia.

La figura 3.6 mostra il tipico andamento di una prova di taglio diretto con l'apparecchiatura di Romanoschi. Sulla curva sono riconoscibili tre parti distinte:

- 1) la prima parte corrisponde ad un comportamento lineare dell'interfaccia con un elevato modulo di reazione (K); lo spostamento di taglio cresce linearmente con lo sforzo applicato; allo sforzo massimo (S_{max}) si verifica la rottura;
- 2) la seconda parte corrisponde al comportamento post-rottura; le due porzioni di provino non sono ancora completamente separate all'interfaccia la quale mostra ancora qualche risorsa di resistenza;
- 3) la terza parte descrive il comportamento a frizione del contatto tra le due porzioni di provino completamente distaccate.

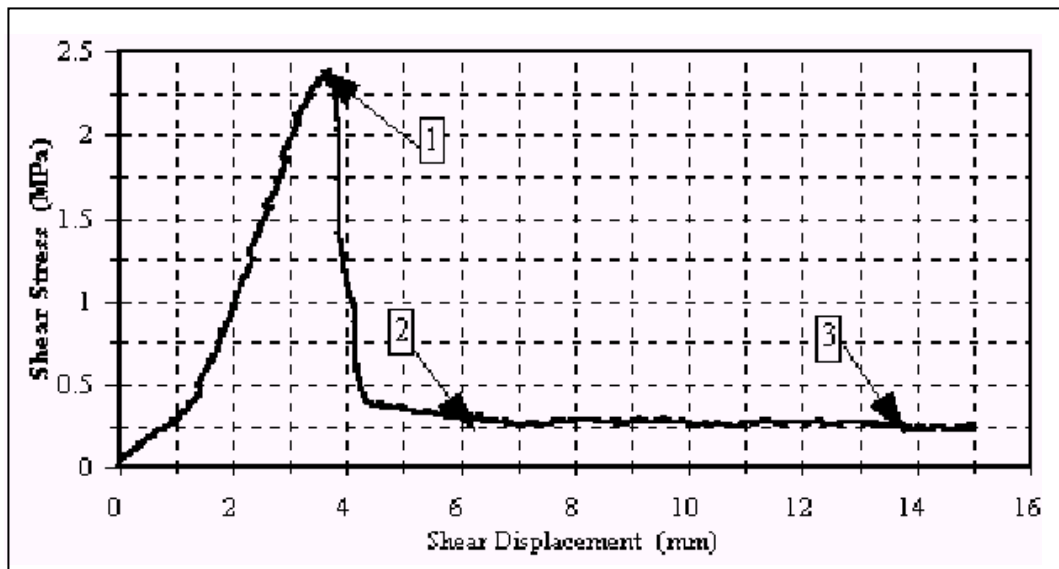


Figura 3.6: Tipica curva carico-spostamenti per una prova di taglio.

Il modello costitutivo proposto da Romanoschi sulla base delle analisi effettuate sui risultati dei test condotti muove da una considerazione iniziale legata alle effettive condizioni di carico in sito. La natura ciclica delle sollecitazioni stradali rende non indispensabile la modellazione del comportamento post-rottura, ovvero la seconda parte di curva, in quanto esso si verificherà una sola volta nel momento in cui le risorse di resistenza del collegamento all'interfaccia saranno esaurite ed i carichi esterni ne indurranno il distacco completo. Per tale motivo, non sono stati individuati parametri di modellazione che rappresentino il secondo comportamento, ma solo la parte elastica a rottura e la parte frizionale finale. Il modello costitutivo proposto è schematizzato in figura 3.7. Esso prevede due fasi. Nella prima fase, quando le tensioni di taglio sono inferiori a quelle di rottura, gli spostamenti relativi all'interfaccia sono proporzionali alle tensioni taglianti secondo la legge di Goodman già descritta nel capitolo precedente e per la quale (K) rappresenta il Modulo di Reazione orizzontale dell'interfaccia. Non appena il collegamento cede si passa direttamente alla

seconda fase. In essa il comportamento può essere rappresentato da una semplice legge attritiva caratterizzata da un coefficiente di attrito (μ).

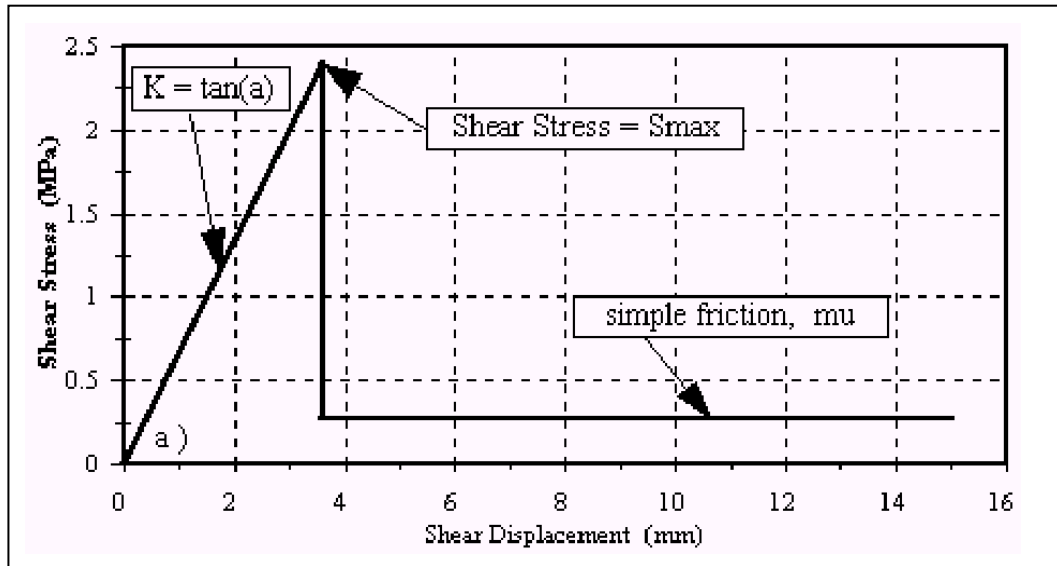


Figura 3.7: Modello costitutivo di interfaccia proposto da Romanoschi.

La tabella 3.3 riporta i valori medi del Modulo di reazione orizzontale di interfaccia (K), della resistenza di interfaccia (S_{max}) e del coefficiente di frizione (μ), per i tre livelli di temperatura e le quattro condizioni di carico normale. I valori mostrano che, per entrambe le interfacce investigate (con e senza mano d'attacco), la temperatura gioca un ruolo fondamentale nella caratterizzazione dell'interfaccia; sia (K) che (S_{max}) si riducono all'aumentare della temperatura. Nonostante le apparecchiature di prova e le caratteristiche dei materiali differiscano, Romanoschi è in grado di confrontare i risultati da lui ottenuti alla temperatura di 25°C , con quelli riscontrati da Uzan venti anni prima. Dal confronto sono state tratte le seguenti conclusioni:

- le resistenze al taglio delle interfacce testate da Romanoschi sono comprese tra i 0.5 ed i 2.5 MPa, laddove Uzan ottenne valori compresi tra i 0.3 ed i 0.75 MPa;

- i valori del modulo di reazione di interfaccia (K) ottenuti da Uzan variavano dai 0.4 ai 2.0 N/mm³, pari quasi al doppio di quelli ottenuti da Romanoschi (0.2 – 1.2 N/mm³).

Temp.	Pnorm (KPa)		Interface Type A			Interface Type B		
			K (MPa/mm)	Smax (MPa)	mu	K (MPa/mm)	Smax (MPa)	mu
15	138	Avg	703.8	1.81	0.43	669.1	1.946	0.576
		CV (%)	14.8	12.9	47.1	27.9	20.9	8.4
	276	Avg	712.3	1.863	0.877	799.7	2.295	0.722
		CV (%)	11.8	11.2	31.5	16.4	4.8	10.6
	414	Avg	713.1	2.088	0.833	835.1	2.15	0.66
		CV (%)	10.2	5.7	34.1	15.7	23.3	4.9
	522	Avg	814.4	1.894	0.753	730.4	2.068	0.644
		CV (%)	15.7	6.4	15.7	24.1	18	9.4
25	138	Avg	408.5	1.077	0.641	504.8	1.623	0.669
		CV (%)	14.8	6.2	10.5	10.9	11.4	19.1
	276	Avg	405.3	1.07	0.738	480.4	1.403	0.711
		CV (%)	19.8	14.4	8.7	16.4	21.2	11
	414	Avg	449	1.218	0.671	516.2	1.597	0.711
		CV (%)	18.9	11.9	2.4	9.6	7.5	5.3
	522	Avg	500.1	1.538	0.884	524.2	1.64	0.718
		CV (%)	15.8	10.6	42.1	9.1	8.1	4.9
35	138	Avg	197.8	0.659	0.745	270.5	0.755	0.839
		CV (%)	25.3	11.8	30.4	10.8	6.8	28.2
	276	Avg	237.8	0.726	0.803	265.2	0.852	1.172
		CV (%)	8	11.8	15.1	25.2	14.2	35.9
	414	Avg	253.2	0.813	0.864	292.8	0.99	0.978
		CV (%)	10.6	13.3	20.7	6.3	5	23.4
	522	Avg	276	0.906	0.729	298.4	0.882	0.759
		CV (%)	14.2	9.1	2.8	10.2	9.9	5.2

Tabella 3.3: Parametri ottenuti per il modello costitutivo di Romanoschi.

Secondo Romanoschi le differenze di risultati sono imputabili ai differenti materiali e procedure usate nella realizzazione dei campioni di prova. Inoltre, le velocità di taglio sono state assai differenti: 0.04 mm/min per Uzan e 0.2 mm/sec per Romanoschi.

L'analisi dei dati statistici di varianza indicano, come già accennato, che la temperatura condiziona i valori di (S_{max}) e di (K) per ambedue le interfacce considerate; il tipo di interfaccia condiziona (S_{max}) e (K), ma non (μ). Il carico

normale alle tre temperature ha i medesimi effetti su (K) , ma diversi su (S_{max}) e questo avviene solo in assenza di mano d'attacco. Romanoschi spiega questo fatto imputandolo alla presenza di vuoti all'interfaccia nei provini privi di mano d'attacco. L'aumento di sforzo normale causa un aumento nell'area della superficie di contatto e pertanto anche una maggiore resistenza del collegamento ed un aumento di (K) . In presenza di mano d'attacco, i vuoti sono riempiti di bitume e l'aumento delle tensioni normali non conduce ad aumenti di superficie di contatto, per cui nemmeno (K) e (S_{max}) aumentano.

A conclusione dello studio Romanoschi trae alcune interessanti conclusioni di seguito elencate:

- il comportamento delle pavimentazioni stradali in esercizio prova che, le condizioni di collegamento all'interfaccia tra gli strati, condiziona in modo significativo la distribuzione di tensioni e deformazioni nelle sovrastruttura flessibili e semi-rigide e conseguentemente le loro prestazioni;
- il comportamento delle interfacce bituminose può essere descritto tramite un semplice modello a tre variabili: (K) il Modulo di Reazione orizzontale, (S_{max}) il valore di resistenza massima a taglio, (μ) il coefficiente di frizione a distacco avvenuto;
- tutti e tre i parametri dipendono dalla temperatura;
- (μ) non dipende dell'entità del carico normale all'interfaccia;
- (K) e (S_{max}) non dipendono dell'entità del carico normale all'interfaccia soltanto in presenza di mano d'attacco;

Omettendo le conclusioni tratte per la modellazione numerica agli elementi finiti delle interfacce tra strati bituminosi e strati di fondazione si riporta quanto proposto da Romanoschi per studi futuri del problema:

- occorre realizzare altre prove di taglio conducendole a differenti velocità e temperature, in modo da caratterizzare ulteriormente la dipendenza da essi del modello costitutivo proposto;
- è necessaria altra ricerca per comprendere gli effetti della dimensione delle asperità all'interfaccia sul suo comportamento, così come sul tipo e sul quantitativo di mano d'attacco impiegata.

3.1.6 Mohammad L.N., Raqib M.A., Wu Z., Huang B., “Measurement of Interlayer Bond Strength through Direct Shear Tests” [75].

Gli obiettivi della ricerca condotta da Mohammad sono stati: a) la valutazione del quantitativo di mano d'attacco applicata e delle temperature di prova sulla resistenza del collegamento all'interfaccia; b) l'individuazione, se esiste, di un quantitativo ottimale di mano d'attacco; c) la valutazione dell'influenza del livello di tensioni normali sull'entità del collegamento.

A tale scopo sono stati preparati in laboratorio per mezzo del compattatore girevole ben 156 provini doppio strato, con quattro tipi diversi di emulsione e cinque quantitativi di applicazione: 0.0, 0.09, 0.23, 0.45 e 0.9 l/m². Su di essi è stato condotto un semplice test di taglio diretto alle temperature di 25°C e 55°C per diversi valori di pressione normale all'interfaccia: 137.9, 275.8, 413.6, 551.5 e 689.4 KPa. I campioni di prova, costituiti da tre provini ciascuno, hanno presentato tutti una percentuale dei vuoti compresa tra il 5 ed il 7%.

Le prove sono state eseguite tramite due supporti appositamente realizzati per essere introdotti nel Superpave Shear Tester (a camera climatizzata) e produrre una sollecitazione tagliente in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati. La figura 3.8 rappresenta i supporti vuoti ed in configurazione di prova. Questa metodologia di prova non è stata riproposta nel paragrafo successivo, ma potrebbe essere annoverata tra i dispositivi a taglio diretto.

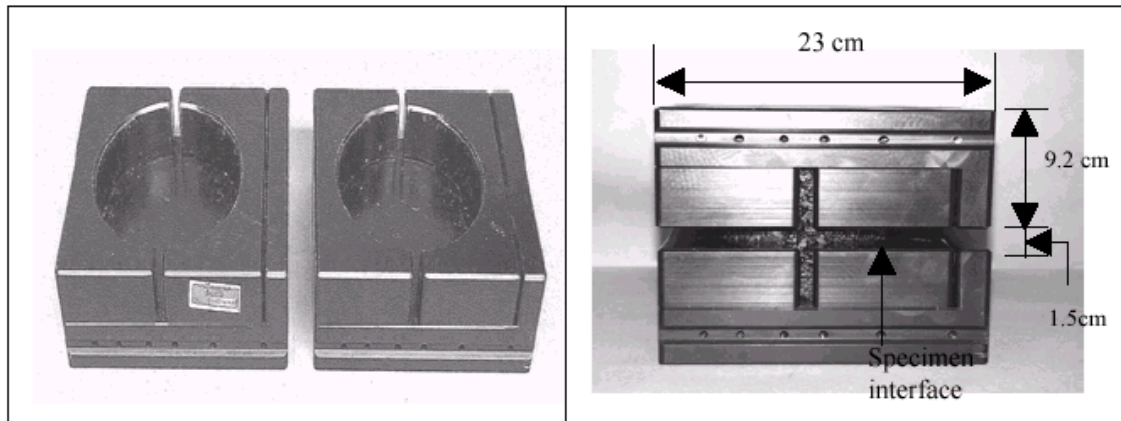


Figura 3.8: Supporti per la prova di taglio diretto secondo Mohammad.

Il carico tagliante è stato applicato variandolo costantemente a 222.5 N/min fino alla rottura del provino. Nell'analisi dei risultati si sono considerati i valori di picco di tensione tangenziale a rottura e spostamento a rottura.

Le conclusioni cui Mohammad giunge dallo studio statistico dei dati ottenuti sono le seguenti:

- tra le emulsioni adottate per la sperimentazione la CRS 2P fornisce i valori più elevati di resistenza all'interfaccia e pertanto è stata identificata come la migliore; il quantitativo ottimale è risultato essere pari a 0.09 l/m^2 ;
- alla temperatura più bassa di prova, l'aumento del quantitativo di mano d'attacco applicata, ha causato in genere una diminuzione della resistenza dell'interfaccia; comunque, la resistenza al taglio di interfaccia, non si è mostrata sensibile alla variazione di quantitativo di mano d'attacco alle alte temperature di prova;
- i risultati di prove di taglio condotte a diversi valori di carico normale al piano di taglio, hanno mostrato un incremento lineare di resistenza con l'aumento del carico normale. Il tasso di aumento di resistenza si è visto essere simile ad entrambe le temperature di prova;
- il fatto che la miglior condizione di collegamento all'interfaccia, ottenuta con l'applicazione di 0.09 l/m^2 di CRS 2P, sia corrispondente all'83%

della resistenza al taglio di un provino monostrato a 25°C, dimostra secondo Mohammad che la costruzione di pavimentazioni stradali a strati successivi introduce superfici deboli nel pacchetto.

3.1.7 Canestrari F., Ferrotti G., Santagata E., Santagata F.A., “Interpretazione del Ruolo delle Mani d’attacco nelle Pavimentazioni Flessibili”

[17][19][20][22][26][31][35][36][37][39][40][44][45][58][79][81][82][84].

L’indagine sperimentale condotta presso i laboratori anconetani del CIRS ha avuto come scopo quello di interpretare il ruolo delle mani d’attacco nelle interfacce bituminose di pavimentazioni flessibili.

A tal fine sono stati sottoposti a prova di taglio diretto circa 150 provini: parte prodotti in laboratorio tramite carotaggio di piastre bituminose doppio strato compattate con roller compactor, parte prelevati da una specifica pavimentazione sperimentale in vera grandezza, costruita con gli stessi materiali impiegati in laboratorio. La preparazione delle interfacce tra gli strati bituminosi è avvenuta prevedendo o meno la presenza di una mano d’attacco opportunamente dosata in ragione di 0.3 Kg/m². Per quest’ultima, sono state adottate due diverse emulsioni bituminose stradali: una cationica convenzionale al 60% ed una modificata al 70%.

Le prove di taglio diretto impiegate sono l’ASTRA Test ed il test LPDS entrambe descritte nel paragrafo successivo.

L’analisi dei risultati proposta muove dallo studio degli “involuppi di rottura” ottenuti per le diverse configurazioni di prova utilizzate. In particolare, oltre al tipo di test eseguito (ASTRA od LPDS) ed alla provenienza dei provini (sito o laboratorio), si è fatto variare il tempo di stagionatura (a breve e medio termine), lo sforzo normale applicato (0, 0.2, 0.41 MPa) e la temperatura di prova (20°C e

40°C). La legge che individua il dominio di resistenza a taglio è esprimibile tramite una relazione del tipo:

$$\tau_{\text{picco}} = c + \sigma \tan \Phi_p$$

dove (τ_{picco}) rappresenta il valore a rottura della tensione di taglio, (c) rappresenta la coesione all'interfaccia, (σ) la pressione normale all'interfaccia ed (Φ_p) l'angolo di attrito dell'interfaccia prima della crisi. Dal confronto dei risultati ottenuti nelle diverse configurazioni di prova, gli Autori hanno osservato che: per un certo valore di (σ), il valore massimo di tensione tagliante (τ_{picco}) può rappresentarsi come la somma di diversi contributi così come rappresentato in figura 3.9 e nell'espressione successiva.

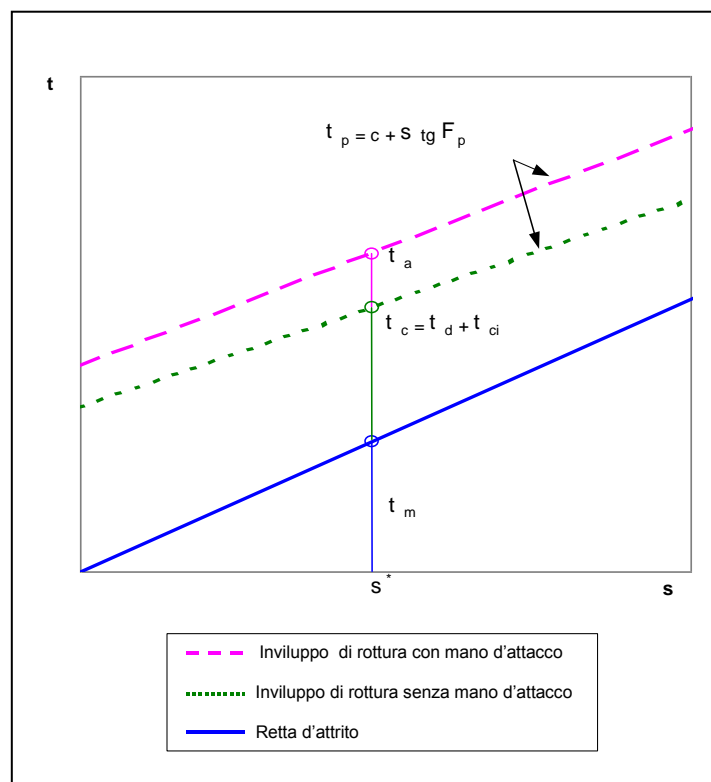


Figura 3.9: Scomposizione dei contributi dell'inviluppo di rottura.

$$\tau_{\text{picco}} = \tau_{\mu} + (\tau_d + \tau_{ci}) + \tau_a$$

dove (τ_{μ}) è il contributo attritivo, (τ_d) è il contributo della dilatanza, (τ_{ci}) è il contributo della coesione interna e (τ_a) è il contributo dovuto alla eventuale

mano d'attacco. Inoltre, si è visto che, in tutte le condizioni di prova, a parità di mano d'attacco considerata, l'angolo di attrito residuo (μ_{res}), corrispondente alla pendenza della retta d'attrito, è maggiore di quello ottenuto per la retta di inviluppo (Φ_p), mostrando una sostanziale convergenza delle due rette per elevati valori dello sforzo normale (σ). Secondo gli Autori, tale fatto può essere spiegato considerando che, il contributo offerto alla resistenza dalle componenti coesive (dilatanza e coesione interna), tende a diminuire all'aumentare dello sforzo normale applicato.

Si è poi valutata l'influenza di ciascuna delle variabili introdotte sul comportamento a rottura dei provini testati.

Per quanto riguarda la mano d'attacco si è innanzitutto confermato quanto concluso in altre sperimentazioni analoghe, ossia che l'impiego di emulsioni modificate conferisce una maggiore resistenza al sistema bistrato, soprattutto alla temperatura di 20°C. Anche la termo-dipendenza è rilevante: a 40°C il contributo dell'emulsione modificata, o comunque della mano d'attacco non viene più riscontrato, indipendentemente dalle condizioni di prova. Secondo gli Autori, ciò può essere interpretato considerando l'incremento di deformabilità del bitume residuo alle alte temperature ed il corrispondente calo di resistenza. Pertanto, la resistenza di picco alle alte temperature (40°C) può essere considerata indipendente dalla presenza e dal tipo di emulsione impiegata, risultando riconducibile prevalentemente alle caratteristiche delle miscele di strato. Inoltre, dal confronto tra provini confezionati con emulsione cationica e senza emulsione si è osservato uno scadimento della resistenza in presenza della mano d'attacco; si è pensato che essa possa agire da lubrificante (è non da legante) per effetto del bitume che ricopre gli inerti superficiali del conglomerato vergine dello strato inferiore, il che comporta un dannoso eccesso di legante all'interfaccia. Per tale motivo gli Autori sottolineano l'importanza del corretto dosaggio di legante residuo per ciascun caso applicativo affrontato.

Per l'influenza della temperatura si sono valutati gli andamenti delle resistenza di picco, a parità di sforzo normale applicato, nelle due condizioni termiche previste. L'analisi conferma che, a parità di sforzo normale applicato, le resistenze al taglio calano all'aumentare della temperatura, in accordo con quanto osservato da vari Autori. Inoltre, presentando le curve una pendenza simile, si pensa di poter attribuire le variazioni di comportamento, alla componente di resistenza (τ_{ci}) di coesione interna delle miscela bituminosa costituente gli strati. L'influenza della temperatura sul comportamento meccanico delle interfacce è stata valutata anche attraverso i valori di Modulo di Reazione orizzontale (K) misurati. In particolare (figura 3.10), (K) diminuisce al crescere della temperatura, a parità di sforzo normale applicato, mostrando comunque valori inferiori per sforzi normali più bassi.

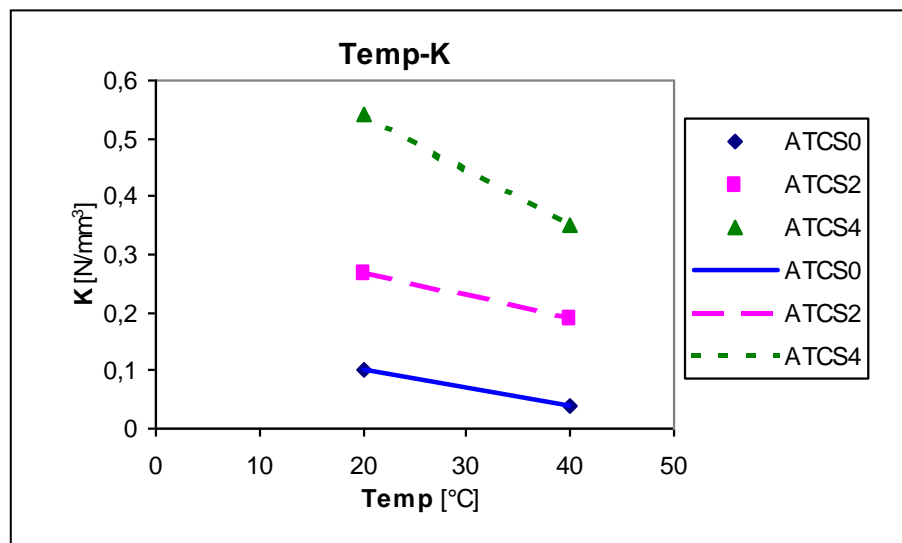


Figura 3.10: Andamento del modulo (K) in funzione della temperatura.

Con riferimento all'angolo di attrito residuo (μ_{res}) gli Autori hanno riscontrato valori sostanzialmente indipendenti dalla temperatura, interpretando tale risultato come frutto dalle proprietà intrinseche dei due corpi a contatto.

Dal confronto dei domini di rottura ottenuti alle due temperature di prova, è stata tratta un'importante conclusione generale, già per altro riportata in altri studi. In

sostanza, emerge l'esigenza di uno studio ad hoc di progettazione delle mani d'attacco, finalizzato all'ottimizzazione dei dosaggi al variare delle condizioni al contorno per le quali ne è previsto l'impiego.

Per quanto riguarda l'influenza dello sforzo normale applicato si è già visto come esso influenzi il valore della resistenza al taglio in maniera significativa. Esiste una certa proporzionalità tra il Modulo di Reazione orizzontale (K) e (σ), indipendentemente dalla presenza o meno di mano d'attacco. Per spiegare questo si considera che, il picco di rottura (τ_{\max}) è stato osservato per tutte le prove eseguite, all'incirca in corrispondenza dello stesso spostamento orizzontale. Ne discende secondo gli Autori che, se al crescere di (σ) aumenta (τ_{\max}) anche (K) deve aumentare con lo sforzo normale. Dai test è stato inoltre osservato che alle alte temperature il modulo (K) si presenta maggiore per i provini con interfaccia priva di emulsione rispetto a quelli con mano d'attacco.

Anche il confronto in relazione alla stagionatura è significativo. Per quanto riguarda l'impiego di emulsione cationica si è riscontrato un sensibile aumento delle sue prestazioni con la stagionatura mostrando essa oltre ad un incremento di coesione, anche un aumento di resistenza in corrispondenza di tutti i valori di sforzo normale applicato. In effetti, dei quattro contributi di resistenza a taglio ai una interfaccia, l'unico che si è dimostrato essere sensibile alla stagionatura è risultato quello relativo alla adesione offerta dall'emulsione, unicamente nel caso della emulsione cationica.

In termini di preparazione dei provini si è voluta verificare la rappresentatività dei provini preparati in laboratorio con la preparazione di quelli in stesa reale. Dal confronto degli involucri di rottura per provini ottenuti in sito ed in laboratorio si evince che quest'ultima presenta valori di resistenza sempre superiori. Gli Autori attribuiscono tale differenza alle formazione di un maggior ingranamento tra i conglomerati componenti gli strati, nelle piastre preparate in laboratorio, probabilmente dovuto ad una maggiore asperità superficiale dello

strato sottostante. Alle alte temperature tale differenza va annullandosi a testimonianza della termo-dipendenza del materiale indipendentemente dalle condizioni al contorno. Ciò è anche riscontrabile dall'analisi di rette di regressione nel piano ($\tau_{\max\text{-lab}} - \tau_{\max\text{-sito}}$) dove lo scostamento dalla condizione di eguaglianza sulla retta a 45° rispetto all'origine è minore a 40°C. Infine, con tutta probabilità la differenza è da imputarsi alla differente compattazione ed alla differenza in termini di percentuale dei vuoti nei due casi: si sono riscontrati sistematicamente valori di densità superiori per i provini confezionati in laboratorio. In sostanza, la tensione massima a taglio diminuisce all'aumentare della percentuale di vuoti residui delle miscele che costituiscono gli strati.

A conclusione dello studio, gli Autori forniscono una interessante comparazione tra prove di taglio diretto eseguite con ASTRA test e con test LPDS ricavando un significativo legame tra le prove. Il confronto può essere eseguito solamente con riferimento a test svolti in assenza di carico normale al piano di taglio, non essendone prevista l'applicazione nel caso dell'LPDS. La temperatura di riferimento è 20°C. Si sono analizzate le (τ_{\max}) ottenute da ASTRA paragonandole alle tensioni tangenziali nominali medie ottenute dall'LPDS. Si osserva una netta differenza tra i risultati nei due casi; tale discordanza può essere facilmente attribuibile alle diverse velocità di prova adottate: la prova LPDS ha una velocità 20 volte superiore. Questo fatto comporta una risposta più rigida dei materiali impiegati, dando luogo a resistenze più elevate. Dalla tabella 3.4 si osserva una spiccata proporzionalità tra i risultati ottenuti per diverse condizioni di interfaccia. In particolare, si riscontra un coefficiente di conversione pari a circa 3 tra i risultati delle due prove.

Tipo d'interfaccia	t_{LPDS}/t_{ASTRA}
emuls.cationica	3,16
emuls.modificata	3,09
no emulsione	3,01

Tabella 3.4: Coefficienti di conversione ASTRA – LPDS. Sito. Medio termine.

Gli Autori fiduciosi dell'interessante risultato ottenuto, sottolineano la necessità di ulteriori studi in merito. Tuttavia, l'invarianza del coefficiente di trasformazione per diverse condizioni di interfaccia ed il permanere delle gerarchie di resistenza ottenute coi due metodi, confermano la bontà del risultato, soprattutto nel caso di provini prelevati in sito.

3.1.8 C. Sangiorgi, “Analisi sperimentale e teorica dei meccanismi di collegamenti con leganti bituminosi degli strati di conglomerato bituminoso delle pavimentazioni stradali”

[3][41][69][84][146].

La proposta di una “Metodologia Prestazionale per il Progetto e la Verifica delle Mani d’Attacco” costituisce una delle conclusioni più significative maturate dalla sperimentazione oggetto di questo studio. Dall’analisi dei dati raccolti, dall’interpretazione delle curve di rottura e dei parametri caratteristici da esse desunti e dall’osservazione diretta delle superfici di interfaccia di centinaia di provini sottoposti a Leutner test, si è ritenuta necessaria e plausibile la proposta di un siffatto approccio progettuale.

Il ragionamento muove essenzialmente dal fatto che si presume vi siano un quantitativo ed un tipo ottimale di mano d’attacco per ciascun impiego e che, secondo quanto stimato da diverse ricerche, un eccesso di legante all’interfaccia possa essere controproducente per la resistenza del collegamento prima della

rottura. Allo stesso tempo, si deve anche tener conto del fatto che, la presenza di bitume, attribuisce comunque risorse di resistenza residue al collegamento, rendendo meno probabili i pericolosi fenomeni di distacco completo di porzioni di conglomerato superficiale. E' stata trattata anche la particolare configurazione che si sviluppa all'interfaccia tra due conglomerati bituminosi a contatto in presenza di mano d'attacco; il conglomerato bituminoso misto che si crea nello straterello di collegamento, ha lo stesso comportamento resistente di un conglomerato di strato [3] e per questo motivo, si presume possa risentire anch'esso del quantitativo di legante, o di leganti, che lo interessano. Ecco che, alla stregua della nota Metodologia Marshall, si ritiene possibile l'individuazione di un tipo e di un quantitativo ottimale di mano d'attacco da impiegarsi a seconda di ciascuno specifico intervento manutentivo.

La "Metodologia" ideata prevede due fasi distinte e consecutive: una prima fase di progetto (in blu) ed una seconda fase di verifica (in rosso), corredate da altre operazioni ausiliarie che estendono l'impiego della procedura. Lo schema di pagina seguente consente di comprenderne più facilmente i punti.

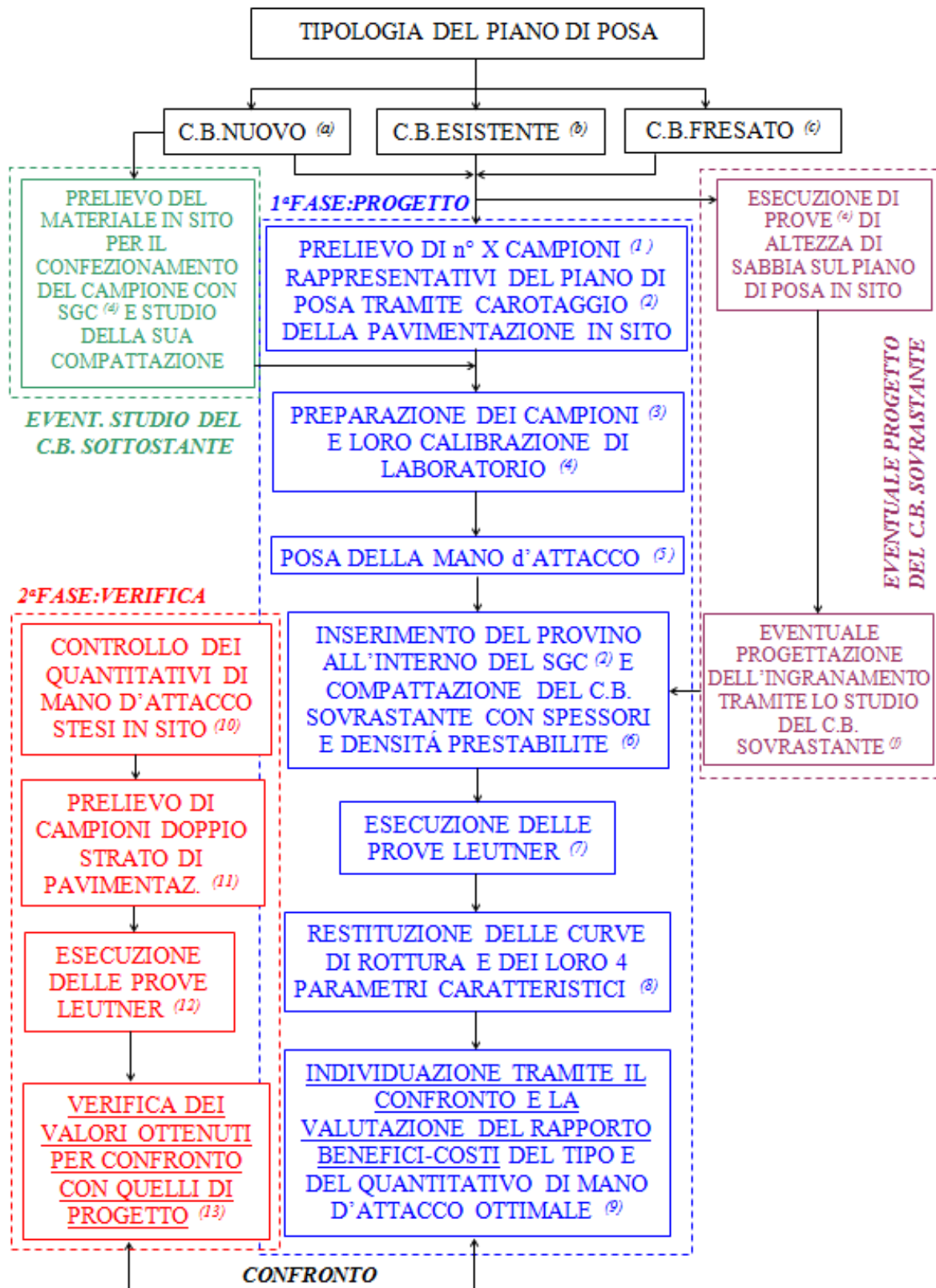
La metodologia proposta può essere impiegata nello studio di tutte le interfacce bituminose presenti nel pacchetto stradale, sia esso in fase di nuova realizzazione o sottoposto ad un intervento manutentivo superficiale o profondo.

Si supponga noto il tipo di intervento da realizzare.

La base di partenza è costituita dal tipo di piano di posa del nuovo conglomerato bituminoso da stendere. I casi che si possono presentare, come già osservato nel capitolo quinto, sono essenzialmente tre:

- nel primo (^a), la superficie di posa è costituita da un conglomerato bituminoso di nuova realizzazione, sia esso il ripristino di uno strato profondo in seguito alla scarifica, od uno strato facente parte di un pacchetto stradale ex-novo;

Schema della “Metodologia di Progettazione e Verifica delle Mani d’Attacco”



- nel secondo (^b), la posa del nuovo conglomerato bituminoso per la risagomatura, avviene direttamente sulla superficie del piano viabile esistente, in genere ammalorato;
- nel terzo caso (^c), infine, il piano di posa è costituito dalla superficie fresata del conglomerato bituminoso esistente.

Il primo step della fase di progettazione prevede il prelievo dalla pavimentazione interessata dai lavori, di un certo numero di campioni tramite carotaggio. Il numero dei campioni (¹) deve essere rappresentativo delle effettive condizioni superficiali e di volume del conglomerato che costituisce il piano di posa. Soprattutto nel caso di posa su c.b. esistente, il prelievo di carote deve essere eseguito in punti della pavimentazione privi di anomalie od irregolarità, quali ad esempio fessurazioni. Il diametro (²) delle carote prelevate deve essere valutato sulla base delle dimensioni delle fustelle adottate dalla Pressa Giratoria (SGC) a disposizione e dei semi-anelli di taglio intercambiabili del Leutner. La presenza di piccoli discordanze tra le dimensioni citate si ritiene comunque non essere pregiudizievole per l'esecuzione delle prove. Nel caso in cui l'intervento preveda un piano di posa in c.b. nuovo quale ad esempio un binder, è possibile confezionare i campioni necessari per lo studio direttamente alla Pressa Giratoria, sfruttando le proporzioni della miscela di progetto fornite dal tecnico progettista o addirittura il materiale confezionato in impianto (^d). Allo stesso tempo si possono fornire utili indicazioni circa la compattazione dello stesso.

Il secondo step richiede la preparazione dei provini e la loro calibrazione in laboratorio. Le carote prelevate in sito, mostreranno certamente una geometria irregolare della superficie profonda di distacco. Per poterle impiegare nello studio, i rende pertanto necessario il taglio (³) della porzione terminale di ciascun provino per portarlo ad altezze che ne consentano, sia l'introduzione all'interno della fustella per Pressa Giratoria, sia il successivo vincolamento nel dispositivo Leutner. Allo stesso tempo è possibile calibrare i campioni (⁴)

misurandone le dimensioni geometriche effive, i pesi e le densità di volume. Nel caso di conglomerati porosi, è preferibile evitare la paraffinatura del provino, sostituendo tale operazione con l'impermeabilizzazione superficiale dello stesso per mezzo di materiale adesivo in grado di adattarsi alle asperità superficiali. L'operazione di calibrazione consentirà in fase di verifica di risalire ai valori di compattazione del nuovo conglomerato bituminoso steso.

Lo step successivo prevede la posa della mano d'attacco ⁽⁵⁾. Il numero di campioni da estrarsi nel primo step è indubbiamente legato al tipo di progettazione che si intende realizzare ed alla rappresentatività richiesta per il dato ottenuto. Il caso più semplice richiede la valutazione del quantitativo ottimale da stendersi per un determinato tipo di mano d'attacco. In esso, occorrerà predisporre un numero di campioni pari ai quantitativi di mano d'attacco di tentativo che si vogliono confrontare, più un campione di controllo per il quale non sia prevista la posa di legante. Il numero di provini costituenti un campione è evidentemente tanto maggiore quanto maggiore è l'affidabilità necessaria alla progettazione, in relazione anche alle possibilità effettive di prelievo in sito. Nel caso in cui sia richiesto il confronto tra più leganti, il numero di campioni aumenta conseguentemente, mantenendo valido il campione privo di mano d'attacco. L'applicazione della mano d'attacco alla superficie dei provini cilindrici è una operazione assai importante, così come importante è l'attesa dei tempi di rottura nel caso di impiego di emulsioni bituminose. In effetti, la mano d'attacco può anche essere costituita da bitume posato a caldo o da un particolare trattamento bituminoso. Nella stragrande maggioranza dei casi tuttavia, si adottano emulsioni bituminose tradizionali la cui posa in laboratorio deve avvenire nel modo più rappresentativo possibile delle effettive modalità di cantiere: un esempio potrebbe essere quello di una barra spruzzatrice semovente in scala, sotto la quale posizionare i campioni opportunamente protetti.

In seguito all'avvenuta rottura dell'emulsione, si procede con la posa del conglomerato bituminoso sovrastante. **Per questo step** si rende necessario inserire la porzione di pavimentazione reale estratta e preparata secondo gli step precedenti, all'interno di una fustella cilindrica per Pressa Giratoria ⁽²⁾. Il passo successivo prevede l'introduzione e la compattazione del nuovo conglomerato bituminoso di progetto, al di sopra dell provino precedentemente inserito. Il quantitativo di materiale caldo sciolto introdotto, sarà stabilito in funzione degli spessori e del grado di addensamento richiesto dal progettista ⁽⁶⁾; analogamente accade per i valori di pressione e per il numero di rivoluzioni del compattore. Se il conglomerato bituminoso da posare non è stato ancora definito, la metodologia di progetto consente anche di fornire utili indicazioni in proposito. In particolare, sulla base dei rilievi ^(e) di macrorugosità eseguiti in sito (non nei casi di fresatura) e delle indicazioni sulle caratteristiche della miscela dello strato di posa, è possibile studiare l'applicazione di un conglomerato bituminoso superficiale in grado di sfruttare al meglio le condizioni di ingranamento offerte. **Tale studio** ^(f), può essere agevolmente condotto predisponendo un set di provini carotati sui quali compattare, in assenza di mano d'attacco, tipi diversi di conglomerato bituminoso. Tra le miscele impiegate varieranno ovviamente i rapporti volumetrici dei materiali costituenti, in particolare la dimensione nominale massima degli inerti; le miscele adottate saranno comunque già state calibrate con una metodologia di progettazione ad hoc. La scelta dovrà ricadere su quel conglomerato che, a parità di resistenza meccanica propria e di sforzo di compattazione, è in grado di sfruttare al meglio l'ingranamento offerto dal piano di posa esistente. Tale progettazione secondaria del c.b. sovrastante richiede anch'essa l'impiego del dispositivo Leutner.

Una volta confezionati i campioni doppio-strato, dei quali quello sottostante carotato (o confezionato nel caso ^(a)) e quello sovrastante compattato con la Pressa Giratoria, **è possibile sottoporli a Leutner test** dopo averli termostatati.

L'esecuzione delle prove Leutner è nota ⁽⁷⁾, si suggerisce tuttavia di adottare un dispositivo modificato nei semi-anelli con gap longitudinale di 5 mm tra i piani di taglio.

Dalla rottura dei campioni ⁽⁸⁾ si ottengono altrettante curve (τ – spostamenti), dalle quali desumere i valori di picco e i parametri caratteristici: (K_i), (K_{sec}), (m) e (p) (paragrafo 5.4.2).

Il confronto ⁽⁹⁾ di tutti i risultati ottenuti consente di concludere la progettazione della mano d'attacco fornendo il tipo ed il quantitativo di legante ottimale per quello specifico caso. Tale confronto si basa sulla valutazione complessiva delle curve e dei parametri caratteristici da esse ricavati in relazione ai quantitativi ed al tipo di legante impiegato. In sostanza, ci si aspetta, a parità di piano di posa, una differenziazione delle curve di rottura sulla base delle condizioni di interfaccia. Ecco che, per quel particolare intervento, sarà possibile individuare la soluzione progettuale più valida. Occorre tuttavia stabilire i termini secondo i quali effettuare la scelta, ossia i criteri coi quali stabilire che un tipo di mano d'attacco od un quantitativo di legante siano migliori di altri, od al limite che l'applicazione della mano d'attacco non sia conveniente. Il criterio di base è certamente quello economico: c'è convenienza nell'ottenere valori di resistenza leggermente superiori di quelli corrispondenti ad un certo quantitativo di legante, applicandone il triplo? La risposta può essere negativa o positiva, ma occorre giustificarla. Il confronto tra le curve deve basarsi pertanto sia sugli effettivi benefici che una scelta apporta alla resistenza del collegamento, sia sui costi che questa scelta implica, anche in termini di vita utile della pavimentazione. Il metro di paragone per le curve deve necessariamente essere acquisito dai comportamenti a rottura del collegamento rinvenuti in letteratura e/o raccolti nel corso degli anni. In tale modo si potrà stabilire se, ad esempio l'aumento di alcune centinaia di MN/m³ per il parametro (p) rendano giustificabile l'applicazione di un certo quantitativo di legante in più, o se, il

fatto di non applicare la mano d'attacco perché le curve in sua presenza non si discostano molto da quelle ottenute senza, sia lecito con riferimento alla vita utile del pacchetto.

Terminata la fase progettuale della mano d'attacco, occorre verificare che le lavorazioni in cantiere tendano a realizzare le stesse condizioni di collegamento riscontrate in laboratorio. A tale fine, il controllo dei quantitativi di legante applicati sulla superficie di posa, per mezzo del test dei vassoi ⁽¹⁰⁾, è certamente indispensabile. Il tecnico deve inoltre assicurarsi che le condizioni di posa siano ottimali, richiedendo ad esempio, la pulizia della superficie stradale prima del passaggio della barra spruzzatrice. Allo stesso tempo sarà importante assicurarsi che la stesa sia uniforme e che i tempi di rottura dell'emulsione siano attesi. Occorre poi individuare i punti della pavimentazione, dai quali **prelevare in seguito i campioni di controllo** ⁽¹¹⁾. Tali campioni dovranno essere rappresentativi dell'intero intervento e potranno essere impiegati anche per i normali controlli di spessori, addensamenti e conformità dei materiali. **Dall'esecuzione dei test Leutner Modificati** ⁽¹²⁾ sui provini doppio strato estratti e termostatati, sarà infine, possibile effettuare la verifica delle condizioni di collegamento in sito. Si porranno certamente valori percentuali limite, da confrontarsi ⁽¹³⁾ con i risultati ottenuti nella fase di progettazione. Nel caso in cui tali valori non fossero attesi, occorrerà prevedere, ad esempio, penalizzazioni per chi ha eseguito i lavori.

In ultimo, un breve cenno al carattere prestazionale della “Metodologia” proposta. In primo luogo, il comportamento del collegamento tra gli strati bituminosi di progetto, viene direttamente valutato su campioni di pavimentazione prelevati in sito. Se il campione è rappresentativo, la superficie delle carote rispecchia fedelmente le caratteristiche reali del piano di posa, seppur le condizioni di contaminazione di cantiere all'atto della stesa non siano

effettivamente riproducibili. I materiali bituminosi adottati sono i medesimi. La mano d'attacco ed il conglomerato bituminoso di nuova realizzazione infatti, sono comunemente controllati. Anche la compattazione realizzata tramite Pressa Giratoria permette di riprodurre in maniera ottimale le effettive compattazioni in sito, restituendo gli spessori e gli addensamenti di progetto. Col test dei vassoi poi, si valutano i quantitativi di legante effettivamente stesi in opera. Il Leutner test infine, prescindendo dalla presenza di azioni normali all'interfaccia, che come dimostrato in numerosi studi [84], innalzano le tensioni di taglio, si avvicina sufficientemente alle reali condizioni di sollecitazione del collegamento in sito, con riferimento soprattutto alle modalità di applicazione delle azioni tangenziali ed ai valori di Modulo di Reazione orizzontale (K) ottenibili. Ipotizzando poi, di variare la temperatura di prova nel range di quelle di esercizio, sarà possibile valutare le prestazioni del collegamento progettato per diverse condizioni climatiche.

3.2 I TEST ESISTENTI PER VALUTARE IL COLLEGAMENTO

3.2.1 Introduzione

Come evidente dal numero di studi sperimentali portati a termine od ancora in corso sul tema del collegamento esistente tra gli strati del pacchetto stradale, l'interesse a riguardo è stato ed è tutt'ora forte. Il primo risultato di molte delle ricerche condotte e descritte è stato la messa a punto di nuove metodologie e procedure di prova atte a quantificare in sito od in laboratorio l'entità di tale collegamento. Dall'analisi delle specifiche e normative presenti sull'argomento in Europa, riproposte nel paragrafo successivo, si riscontra come solo un paio delle metodologie di prova prodotte, siano effettivamente in uso corrente nelle verifiche sulle pavimentazioni stradali europee. Molti dei test infatti, sono solamente prototipi di laboratorio finalizzati alla sola ricerca sull'argomento. Nel presente paragrafo si riportano per sommi capi, tutte le metodologie di prova rinvenute in letteratura fino ad oggi, fornendo per ciascuna una breve descrizione del funzionamento, dei pregi e dei difetti. Nel farlo si distinguerà tra metodi cosiddetti "distruttivi", generalmente applicati su campioni prelevati da pavimentazioni reali o confezionati in laboratorio, nei quali il provino (o la pavimentazione) viene portato a rottura e metodi cosiddetti "non distruttivi", eseguiti sia su campioni in laboratorio, sia su pavimentazioni reali, nei quali non avvengono fenomeni di rottura evidenti.

3.2.2 Metodi "distruttivi"

La maggior parte dei metodi distruttivi prevede l'asportazione, per mezzo di seghe circolari bagnate o carotatrici bagnate, di porzioni di pavimentazione stradale intatte, da esaminare e sottoporre a prova in laboratorio. Nella valutazione delle caratteristiche di resistenza del collegamento tra gli strati del pacchetto stradale, i provini prelevati, siano essi a forma parallelepipedica o cilindrica, debbono necessariamente essere costituiti da almeno due strati

bituminosi che definiscano l'interfaccia del cui collegamento si vuole valutare l'entità. Il provino viene quindi portato a rottura tramite apparecchiature ad hoc che applicano forze o spostamenti imposti a seconda del tipo di test. Per il fatto che i campioni debbono essere prelevati dal sito, un punto negativo di molti metodi distruttivi, è quello di dover arrecare disturbo al traffico sulla strada in esame. Come si vedrà le azioni esterne applicabili al provino al fine di indurre la rottura del collegamento all'interfaccia sono diverse, ma riconducibili essenzialmente a: trazione monoassiale diretta od indiretta, taglio diretto od indiretto, torsione diretta.

Pull-off test:

Il Pull-off test (RVS 11.065 1993 Norma Austriaca) [23] può essere eseguito sia direttamente sulla pavimentazione stradale, sia su carote prelevate in sito e portate in laboratorio. Nel primo caso, occorre conoscere con esattezza la profondità, rispetto al piano viabile, dell'interfaccia che si intende sottoporre a prova; se l'interfaccia da testare non è quella più superficiale è necessario procedere alla asportazione di parte del materiale sovrastante o comunque occorre essere certi di non frapporre altre interfacce tra lo strumento e quella da testare. Supponendo di voler misurare la resistenza della prima interfaccia, si procede perforando la pavimentazione con un carotiere del diametro di 100 mm fino ad incontrare l'interfaccia e oltrepassandola di almeno 50 mm. Dopo aver praticato l'intaglio, si incolla sulla testa della carota ancora collegata alla base, una piastra metallica tramite apposito collante epossidico. Quindi, si collega la piastra allo strumento di misura munito di dinamometro e trattore e la prova può avere inizio. In sostanza, essa consiste nell'applicare alla porzione di strato superficiale connessa alla piastra, uno sforzo di trazione in direzione assiale tale da indurre la rottura del collegamento all'interfaccia. Allo stesso modo si può

eseguire il test in laboratorio asportando completamente la carota e vincolandola tramite ganasce all'estremità inferiore come in figura 3.11.

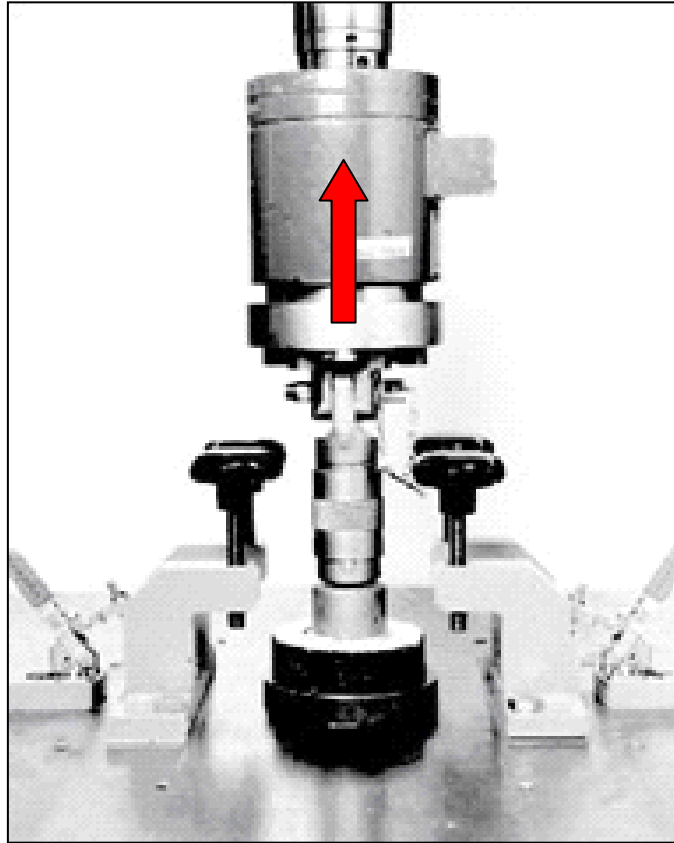


Figura 3.11: Pull-off test di laboratorio.

Questo semplice test, tuttavia, restituisce unicamente lo sforzo di collegamento massimo a trazione e mostra una cospicua variabilità dei risultati divenendo così poco affidabile come test di routine.

Le ragioni della spiccata variabilità sono facilmente intuibili e sono:

- la possibile eccentricità del carico per via di piccoli angoli formati dal non allineamento del trattore o per via del non parallelismo tra superficie ed interfaccia (strato a cuneo);
- la piccola dimensione del provino se paragonata alle dimensioni medie degli aggregati;

- la formazione di dentellature sulla superficie delle carote causata dall'abrasione dell'utensile di taglio o dalla rottura di inerti;
- le concentrazioni tensionali dovute al vincolamento delle deformazioni trasversali nell'area di applicazione del carico (la piastra è incollata), specialmente nel caso di spessori di strato sottili;
- la dipendenza della resistenza del conglomerato dalla temperatura non può essere correttamente valutata in sito;

Inoltre, questo metodo soffre di alcune gravi deficienze che, per certi versi, non possono essere trascurate. In primo luogo, il fatto che la resistenza del collegamento all'interfaccia possa essere misurata soltanto se questa è inferiore alla resistenza a trazione dei conglomerati che costituiscono il provino; in secondo luogo, il fatto che il contributo offerto alla resistenza del collegamento dall'ingranamento tra gli aggregati dei due strati non venga restituita nel risultato finale.

Wedge splitting test [23]:

La traduzione italiana del nome può essere: Prova di separazione tramite cuneo. Il test è stato introdotto da Tschegg nel 1995 per lo studio delle curve carico-spostamento di materiali eterogenei, durante la propagazione controllata di una fessura indotta, fino all'avvenuta completa separazione tra due porzioni di provino. Il test, eseguibile in laboratorio su provini di varia forma e dimensioni preparati in laboratorio o prelevati in sito, può essere sfruttato per valutare la resistenza del collegamento all'interfaccia tra strati bituminosi. A tale scopo, la fessura di cui sopra viene indotta in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati pertanto il campione deve essere costituito da almeno due. La figura 3.12 mostra, a sinistra lo schema di funzionamento del test ed a destra le forme possibili di provini da sottoporre a prova. Con tale prova si valutano sia lo

sforzo di picco a rottura (F_{MAX}), sia il comportamento di rottura del campione distinguendo tra i casi di andamento fragile e duttile.

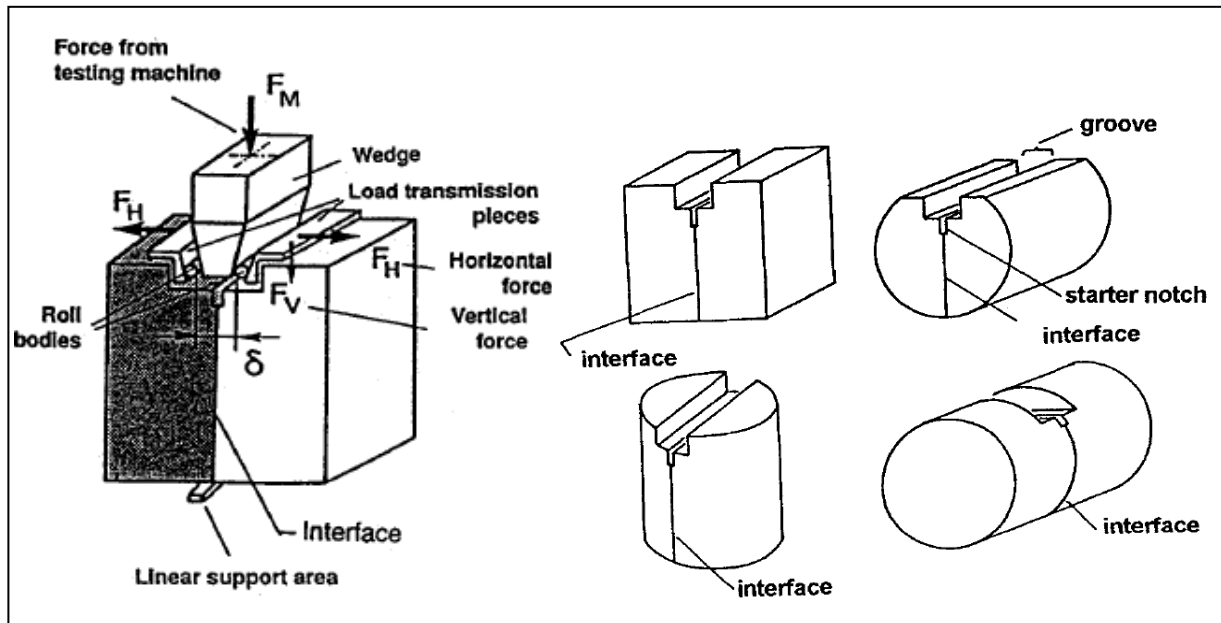


Figura 3.12: Wedge splitting test: schema di funzionamento e possibili forme dei provini.

I provini debbono essere preparati, producendo una scanalatura a base rettangolare nella quale alloggiare i contrasti metallici sui cui agirà il cuneo e praticando in corrispondenza dell'interfaccia una piccola incisione che dia inizio alla rottura. La forza agente sul cuneo (F_M) viene trasferita orizzontalmente agli strati attraverso i contrasti metallici, sotto forma di forze (F_H) pari a:

$$F_H = \frac{F_M}{2 \operatorname{tg} \alpha}$$

dove (α) è l'angolo del cuneo variabile tra 5° e 12° .

Allo stesso tempo viene misurato lo spostamento di apertura della fessura (δ) ed il grafico sforzi (F_H) – spostamento (δ) viene registrato. Il massimo valore di resistenza alla rottura dei provini, viene assunto come valore caratteristico del

collegamento tra i due strati. La figura 3.13 riporta esempi di curve di rottura di tipo fragile e duttile.

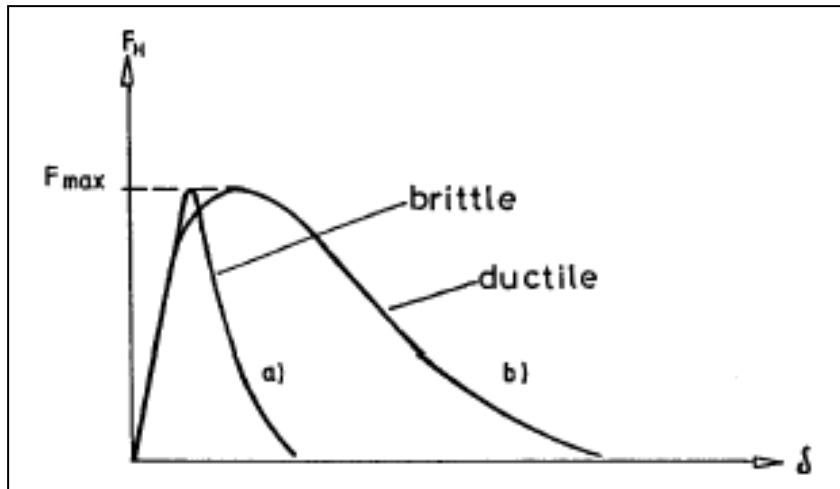


Figura 3.13: Curve carico spostamento da WST: comportamenti fragile e duttile.

Infine, posto che l'area sottesa alla curva rappresenta l'energia di frattura (G) del provino. Dividendo (G) per l'area di frattura (A) si ottiene:

$$G_F = \frac{G}{A}$$

dove (G_F) costituisce l'energia specifica di frattura, parametro caratteristico che definisce la resistenza del materiale alla crescita della frattura.

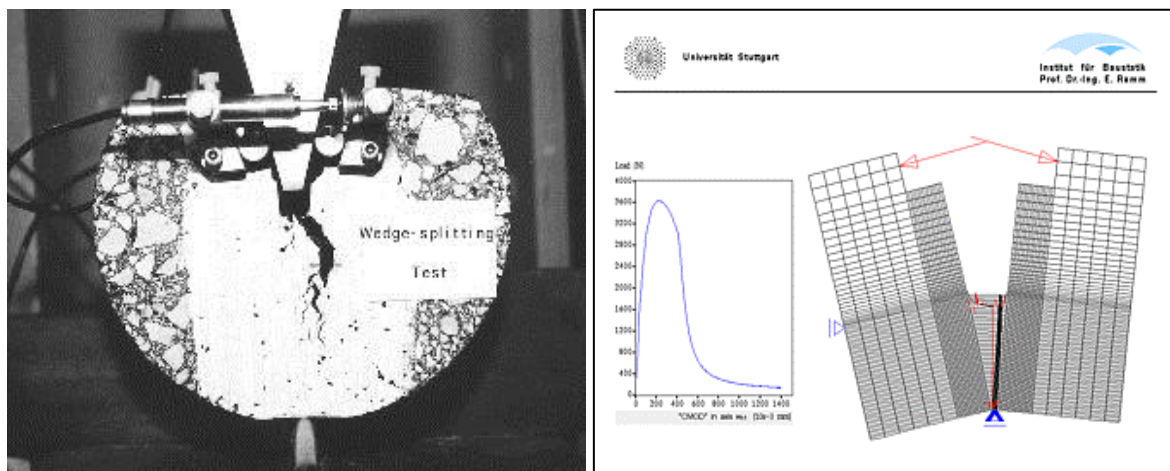


Figura 3.14: Rottura di un provino sottoposto a WST e modellazione numerica di WST.

Un test del tutto simile è stato proposto da Bourdrel D. et al. [50] (Essai simplifié d'ouverture à la cale) nel quale il cuneo tagliante viene fatto avanzare alla velocità di 2 mm al minuto. Come mostra il grafico sulla destra di figura 3.15 viene registrato lo sforzo verticale in funzione del tempo di applicazione a diverse temperature.

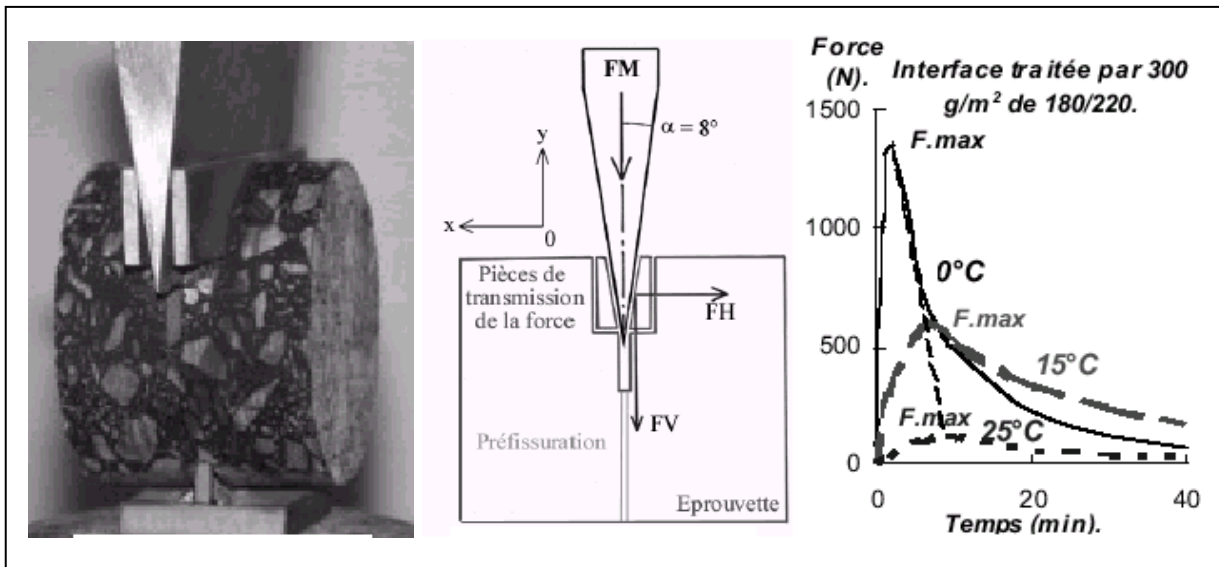


Figura 3.15: Prova di separazione a cuneo secondo Bourdrel D..

Test di Taglio Diretto:

Segue ora la descrizione di una serie di test nei quali sul provino viene applicato, in corrispondenza dell'interfaccia tra gli strati, uno sforzo di taglio diretto, in certi casi accompagnato da un carico assiale normale al piano di taglio. Tali test, in generale si basano sulla legge di Goodman vista nel secondo capitolo per la quale la tensione tangenziale all'interfaccia è legata al cosiddetto Modulo di reazione orizzontale (MN/m^3) pari all'inverso dello Shear Spring Compliance che compare nella caratterizzazione del collegamento tra gli strati in BISAR [2]. L'ordine col quale vengono descritti non è aleatorio, ma vede prima i test di laboratorio, nei quali il provino ha forma parallelepipedica con dimensioni

variabili e successivamente i test nei quali il provino ha forma cilindrica con diametri variabili tra i 96 mm ed i 155 mm.

Test di Taglio secondo Uzan J. [3]:

Nel 1978 Jacob Uzan propose un metodo di prova a taglio diretto al fine di identificare i valori dei Moduli di reazione all'interfaccia per condizioni variabili di temperatura, carico normale al piano di taglio e quantitativo di mano d'attacco, per impiegarli nella progettazione razionale delle sovrastrutture stradali. Il provino è doppio strato: il primo viene compattato staticamente a 200 Kg/cm^2 in uno stampo di acciaio delle dimensioni $15 \times 10 \times 5 \text{ cm}$ e successivamente trattato con emulsione, il secondo strato di 3 cm di spessore viene compattato sul primo una volta che l'emulsione ha rotto. Il campione è pronto per essere condizionato a diverse temperature ed introdotto nella scatola di taglio munita di quattro comparatori di spostamento collocati in direzioni diverse. Una volta vincolata la base della scatola ed applicato il carico normale al piano di taglio si applica alla porzione di conglomerato soprastante contenuta nella parte di scatola mobile, uno spostamento orizzontale controllato di 2.5 mm/minuto. Dal momento che le variabili sono diverse si possono restituire curve carico di taglio-spostamento per varie condizioni di temperatura e carico normale, nonché di quantitativi di bitume residuo presente.

Shear Box Test [10][14][24][46][48][56][57][60][63][73]:

Del tutto analogo è la scatola di taglio messa a punto presso l'Università di Nottingham dal Prof.S.F.Brown e Mr.B.Broderick per lo studio degli interstrati sintetici nelle pavimentazioni. Nel 2000 tale apparato è stato ripreso per condurre una ricerca riguardante l'importanza del collegamento tra gli strati della pavimentazione stradale. Il principio di funzionamento è esattamente quello della Scatola geotecnica di Casagrande. Nelle figure 3.16 e 3.17 sono

riportati rispettivamente la vista laterale dello strumento ed una fotografia dell'apparato durante un test.

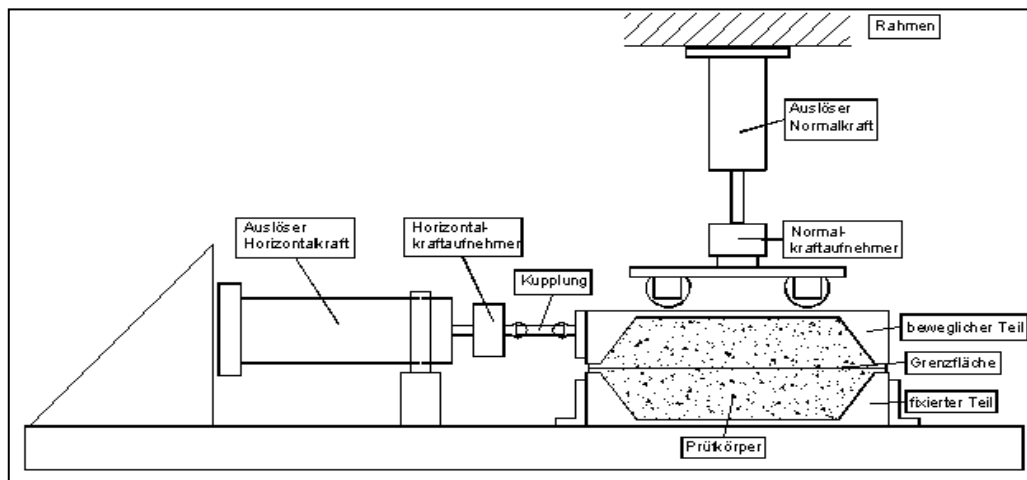


Figura 3.16: Vista laterale dello Shear Box Test di Nottingham.

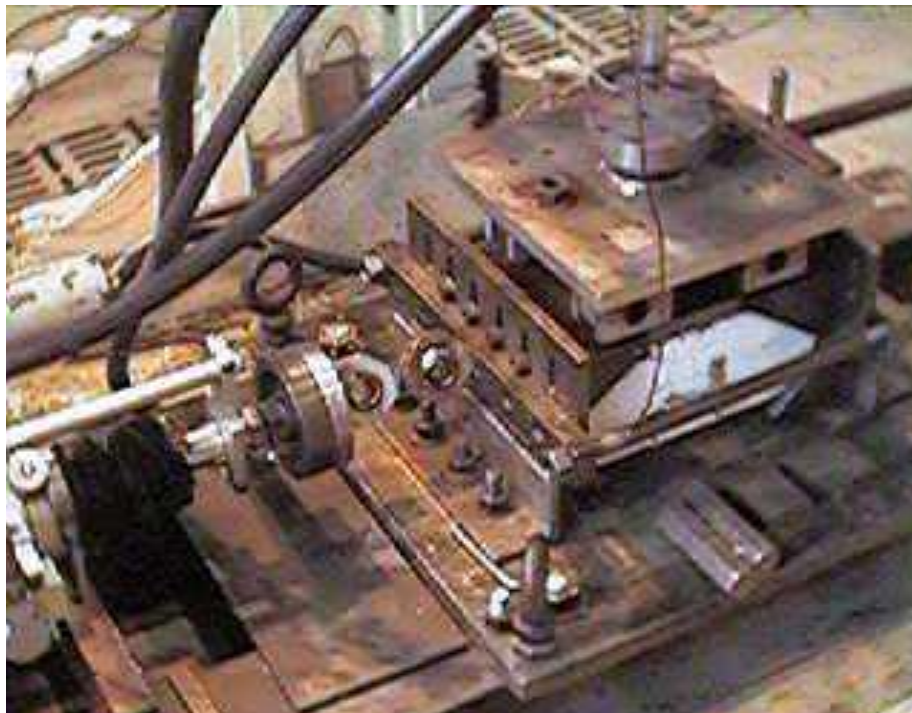


Figura 3.17: Fotografia dello Shear Box Test in azione.

I provini doppio strato, prodotti in laboratorio tramite roller compactor o prelevati in sito tramite sega circolare, hanno dimensioni paragonabili a quelle di una scatola da scarpe (30x25x20). Su di essi vengono incollate le due parti

metalliche che costituiscono la scatola di taglio ed il sistema viene poi alloggiato a fianco di un pistone pneumatico orizzontale che applicherà il carico di taglio. Verticalmente agisce anche un carico variabile normale al piano di taglio; il contrasto di tale sforzo è ovviamente costituito da rulli che scorrono sulla superficie superiore della scatola. Un difetto di tale strumentazione è l'elevato momento flettente dovuto al non allineamento del carico orizzontale ed anche la difficoltà nel controllare le condizioni di temperatura dei provini. Un pregio è senz'altro la possibilità di agire dinamicamente sul pistone orizzontale sottoponendo il provino a carichi ciclici che portano a rotture per fatica il collegamento.

ASTRA Test (Ancona Shear Testing Research and Analysis) [19] [22] [35] [84] [58] [81]:

Presso il laboratorio del Centro Interuniversitario Sperimentale di Ricerca Stradale di Ancona è stata messa a punto, nel 1992, una apparecchiatura concettualmente analoga alle due precedenti ed alla Scatola di Casagrande. I provini doppio strato in questo caso hanno dimensioni più contenute e possono avere forma parallelepipedica o cilindrica e provenire sia da compattazioni di laboratorio, sia da campioni prelevati in sito e sagomati. Il provino viene alloggiato all'interno di due semi-scatole, così come mostrato in figura 3.18, distanziate tra loro in modo da lasciare una zona centrale non confinata, in corrispondenza dell'interfaccia. La semi-scatola inferiore viene fatta avanzare ad una velocità costante di 2.5 mm/min. Tramite un sistema di leve e pesi, è possibile far agire sul provino anche un carico verticale, ortogonale all'interfaccia. Tutta la strumentazione è contenuta all'interno di una camera climatica, con la quale è possibile controllare le condizioni di temperatura ed umidità. Un pregio del macchinario è certamente la versatilità: possono infatti essere variate al contempo praticamente tutte le variabili che condizionano il

comportamento del collegamento all'interfaccia. Inoltre, alcune modifiche recenti, hanno permesso di impiegare provini cilindrici con diametri diversi da quelli tradizionali Marshall inserendoli in appositi elementi metallici con fori di dimensioni diverse (figura 3.19)

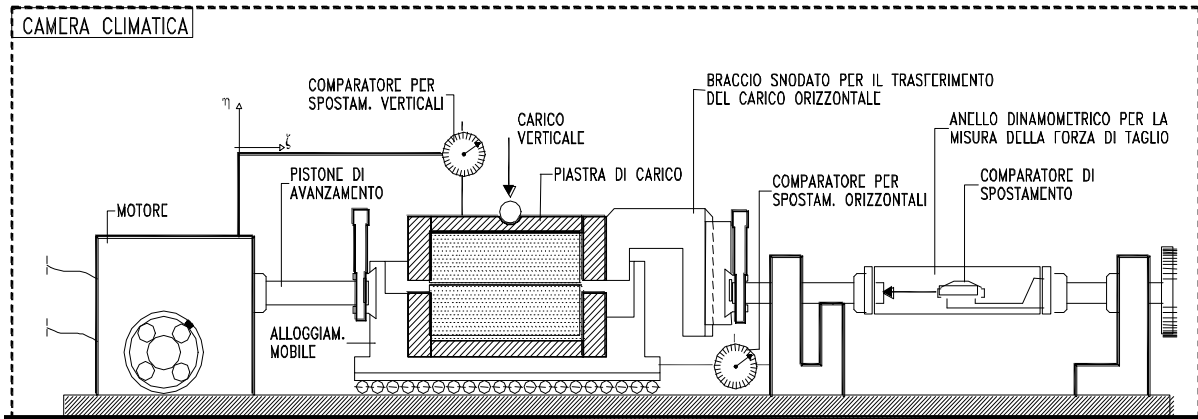


Figura 3.18: Configurazione base di prova dell'ASTRA Test .

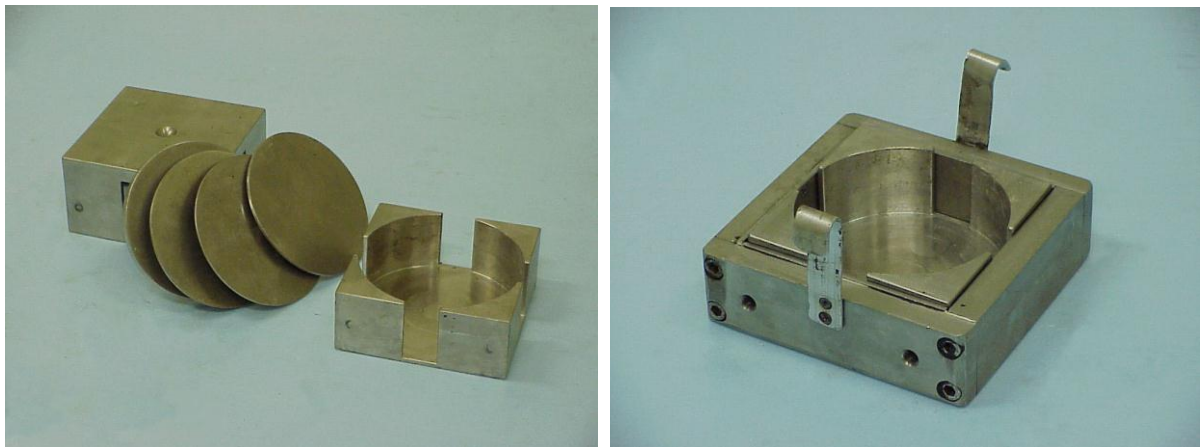


Figura 3.19: Adattatori per provini a base cilindrica variabile .

Le strumentazioni di registrazione dati collegate all'apparecchiatura ASTRA consentono di memorizzare l'andamento nel tempo di alcuni parametri quali: lo sforzo tagliante applicato, lo spostamento orizzontale relativo tra le semiscatole e lo spostamento verticale di quella superiore (dilatanza). Dall'elaborazione dei dati ottenuti si possono ricavare una serie di andamenti utili alla caratterizzazione del collegamento, in particolare gli andamenti di:

- sforzo tagliante – spostamento orizzontale;
- dilatanza – spostamento orizzontale;
- tensione tangenziale – tensione normale;
- involuppo di rottura, coesione ed angolo di attrito di picco;
- angolo di attrito residuo dopo picco;
- modulo secante di reazione orizzontale (K).

Direct Shear Test with Normal Load secondo Romanoschi S.A. [43][69]:

Come visto nel paragrafo precedente, presso il Department of Civil and Environmental Engineering della Louisiana State University di Baton Rouge (USA) è stato condotto negli ultimi anni, un ampio studio per la caratterizzazione delle interfacce tra gli strati della pavimentazione stradale. In quella ricerca è stato impiegato un test di taglio diretto che sfrutta provini doppio strato a sezione circolare del diametro di 95 mm, prelevati dal sito o confezionati in laboratorio. L'apparecchiatura consente, come schematizzato in figura 3.20, di applicare all'interfaccia sia un carico tagliante, sia uno normale.

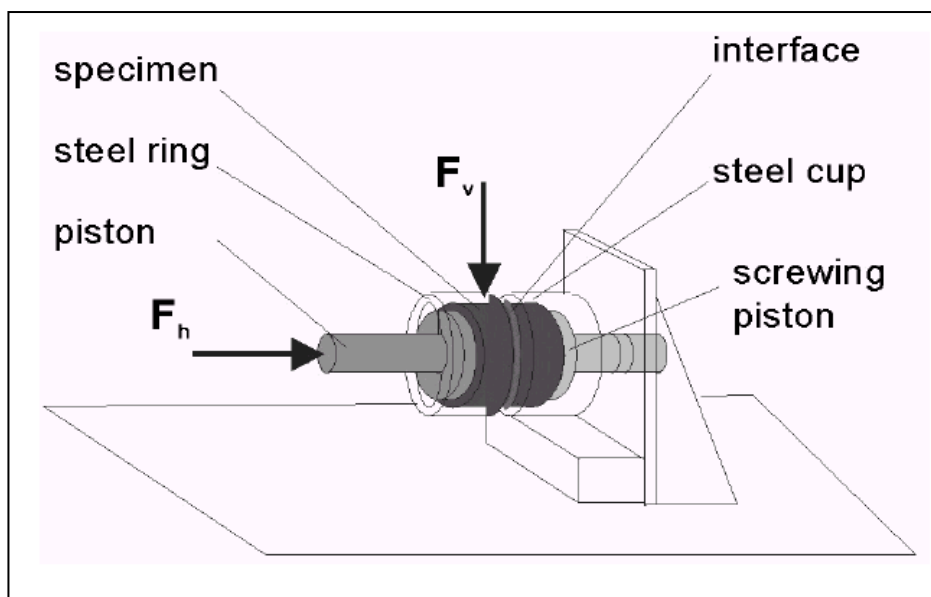


Figura 3.20: Direct Shear Tester with Normal Load secondo Romanoschi.

Importante è il corretto posizionamento dell'interfaccia in corrispondenza del piano di taglio, per tale motivo si adotta un pistone di base avvvitabile. Il taglio viene eseguito applicando uno spostamento controllato di 0.2 mm/secondo fino al raggiungimento di 12 mm totali di spostamento. I momenti flettenti sono minimizzati ed un gap di 5 mm viene lasciato tra le due coppelle di taglio in corrispondenza dell'interfaccia. Una serie di LVDT (comparatori di spostamento) misura gli spostamenti delle coppelle. I provini da sottoporre a prova vengono preventivamente termostatati per 24 ore.

L'apparecchiatura proposta può essere anche impiegata per la realizzazione di prove di fatica dell'interfaccia tra conglomerati. In particolare, gli autori hanno apportato una lieve modifica al sistema inclinando di 25.5° il piano di taglio rispetto all'asse verticale in modo che la tensione tangenziale all'interfaccia risulti pari alla metà di quella normale, al fine di simulare la composizione di sforzo normale ed azione frenante di un veicolo in condizioni medie di aderenza (coefficiente di aderenza longitudinale pari a 0.5). Il carico ciclico pari al 10% di quello di rottura viene applicato a 5 Hz da una pressa pneumatica e con le registrazioni di sforzi e spostamenti su più direzioni è possibile caratterizzare compiutamente il comportamento a fatica dell'interfaccia.

Leutner Shear Test [6][21][28][46][61][62][63][66][73][76][80][108][111]:

La prova a taglio diretto, proposta fin dal 1979 dal Professor Rolf Leutner [Leutner1979] della Technische Universitat Braunschweig e denominata per questo Leutner Shear Test o semplicemente Leutner, è stata impiegata per la realizzazione delle prove nelle fasi sperimentali del presente lavoro. Pertanto se ne fornirà per completezza una breve descrizione, ma si rimanda ai capitoli successivi per la lettura dei particolari esecutivi. Essa viene eseguita su provini doppio strato cilindrici del diametro di 150 mm circa, a seconda dell'utensile di taglio impiegato nei carotaggi, per tale motivo, infatti, si sfrutta

l'intercambiabilità di appositi elementi metallici consentendo di sottoporre a prova carote di diametro leggermente diverso dai 150 mm detti. Le carote possono anche presentare più strati e quindi più interfacce, da poter essere testate in tempi successivi e possono essere prelevate in sito o prodotte in laboratorio.

La figura 3.11 mostra gli schemi costruttivi dell'apparecchiatura Leutner così come riportati sulle istruzioni 2312-1999: Asphalt Prüfung – ALP A-Stb Teil 4, attualmente adottate in Germania per la verifica del collegamento tra gli strati delle pavimentazioni stradali tedesche.

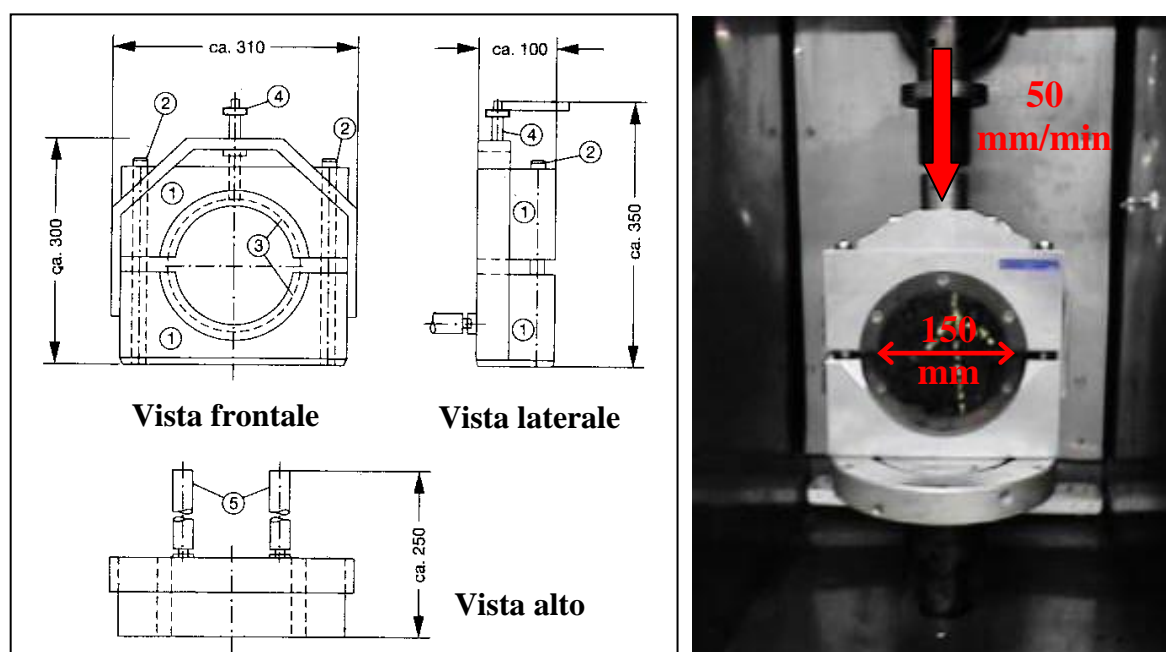


Figura 3.21: Leutner Shear Tester: schema di massima e modalità di prova.

Il Leutner consta di due semi-anelli metallici dei quali uno inferiore fisso, al quale viene vincolata la porzione di carota che si trova a tergo dell'interfaccia, ed uno anteriore mobile, sottoposto all'azione di una pressa tradizionale Marshall che imprime allo strato di conglomerato bituminoso posto anteriormente all'interfaccia uno spostamento controllato di 50 ± 1 mm/minuto. Nel test l'azione tagliente è concentrata esattamente sull'interfaccia che,

pertanto, deve essere correttamente posizionata in corrispondenza del piano di taglio definito dai suoi semi-anelli citati. L'apparecchiatura che applica il carico deve come minimo essere dotata di cella di carico per la misura dello sforzo tagliente e di comparatore di spostamento per misurare gli abbassamenti dello strato. Il test viene condotto alla temperatura di prova di 20 ± 1 °C dopo termostatazione dei provini per almeno 12 ore.

A differenza delle prove viste fin'ora, il test soffre della mancanza di un gap tra gli anelli di taglio all'interfaccia; per tale motivo è possibile che un disallineamento dei piani o la presenza di aggregati grossolani comprometta il risultato della prova. Per ovviare a tale inconveniente una modifica proposta ed eseguita presso l'NCPE dell'Università di Nottingham è stata la creazione di un interspazio di 5 mm tra gli anelli di carico. Inoltre, essendo il collegamento tra gli strati del provino unicamente sottoposto a taglio, non essendovi una azione ortogonale al piano di interfaccia, sia presso l'Università Olandese di Delft, sia presso quella di Nottingham sono state apportate alcune modifiche al sistema, introducendo un sistema pneumatico frontale per la somministrazione di sforzi assial-normali all'interfaccia.

Nella configurazione di base il risultato di una singola prova di taglio con Leutner è rappresentato dal grafico sforzo tagliente – spostamenti ottenuto per portare a rottura il collegamento. Dall'area della superficie di taglio si può facilmente risalire alle tensioni tangenziali sviluppatesi.

Nel prossimo capitolo, oltre alla descrizione accurata della prova Leutner, verrà illustrata la modifica apportata a questo test per trasformarla in una prova di resistenza a fatica.

Layer-Parallel Direct Shear (LPDS) Tester [41][84][107][108][116]:

Il test è stato messo a punto presso i Laboratories for Materials Testing and Research dell'EMPA, ente federale svizzero per la ricerca in campo stradale.

L'apparecchiatura è del tutto simile a quella di Leutner, così come lo è la procedura di prova e la restituzione dei risultati. L'unica differenza è legata al sistema di vincolamento delle carote alla base del meccanismo di taglio. In sostanza, anziché impiegare un semianello di serraggio bloccato tramite una vite, è stato introdotto un semicilindro metallico sottoposto all'azione vincolante di una pompa pneumatica. La figura 3.22 rappresenta schematicamente il dispositivo LPDS: si noti la forte analogia con l'apparecchiatura Leutner.

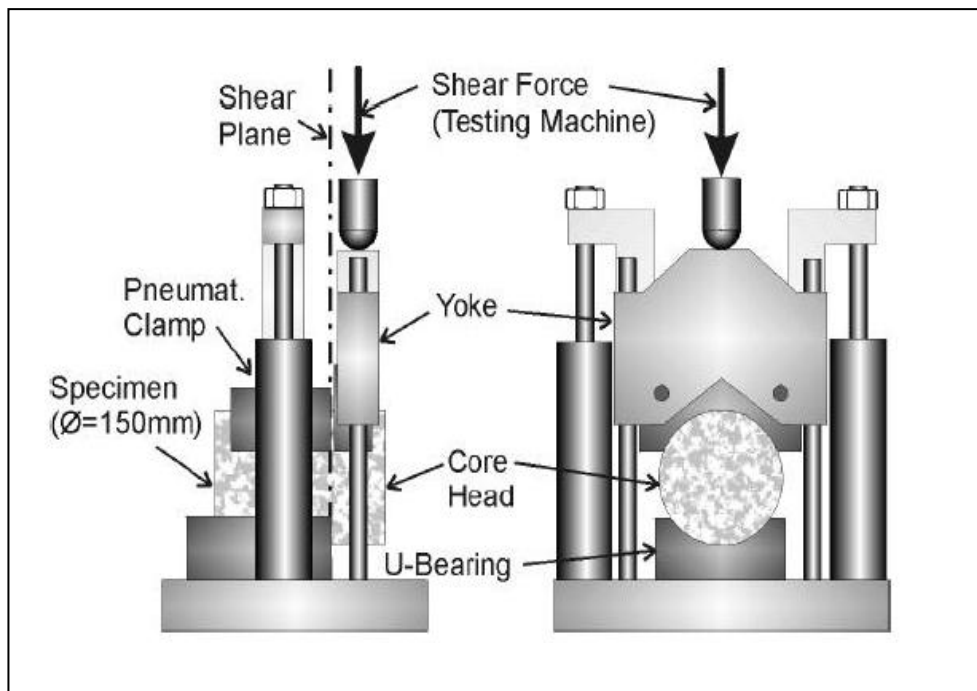


Figura 3.22: Linear-Parallel Direct Shear Tester.

La velocità di applicazione del carico è fissata in 50.8 mm/minuto. La prova, inoltre, è normalizzata in Svizzera col codice: SN 671961 “Détermination de la liaison entre les couches (selon Leutner)”.

Sia l'LPDS che il Leutner appaiono metodi di prova di facile esecuzione e hanno costi ridotti, tuttavia presentano come già accennato, problemi per il corretto posizionamento delle carote e non misurano la dilatanza durante il taglio. In entrambe i casi dal diagramma sforzo tagliante – spostamenti è

possibile risalire al massimo sforzo (F_{\max}) e la tensione tangenziale nominale media ($\tau_{\text{nom,avg}}$) conoscendo il diametro (d) del provino:

$$\tau_{\text{nom,avg}} = \frac{4F_{\max}}{d^2 \pi}$$

La pendenza iniziale massima della curva di rottura rappresenta la rigidità massima a taglio del collegamento di interfaccia considerato:

$$S_{\max} = \frac{\Delta F}{\Delta s}$$

dove (ΔF) è la variazione di sforzo tagliante nell'intervallo di spostamento (Δs) interessato dalla massima pendenza della curva di rottura. Inoltre, i due test sono eseguibili soltanto su carote il cui strato anteriore al piano di taglio abbia uno spessore superiore ai 25 mm. In caso contrario non sono infrequenti rotture localizzate del provino per troncamento sub-orizzontale dello strato.

Infine, si presume che la prova citata da Kennedy C.K. nell'appendice 10 del TRRL Laboratory Report 813 del 1978, fosse proprio il Leutner test essendo la descrizione fornita sostanzialmente corrispondente; unica differenza la velocità di carico imposta a 13 mm/minuto anziché 50mm/minuto come visto [5].

Ensayo de corte secondo Pérez Jiménez :

A conclusione dei test di taglio diretto si riporta la prova proposta dal Professore spagnolo Pérez Jiménez della E.T.S.I.C.C.P. di Barcellona [51]. Il metodo è stato adottato per la realizzazione di uno studio sull'importanza delle mani d'attacco chiamato: "Importancia de los Riegos de Adherencia entre capas de base". Esso viene eseguito su provini doppio strato prodotti in laboratorio del diametro di 101 mm e della altezza complessiva di 12-14 cm. L'altezza dei provini è importante per il principio meccanico col quale il test viene eseguito.

In pratica, il provino viene alloggiato all'interno di un supporto cilindrico cavo tale per cui l'interfaccia affiora dal bordo superiore di 5 mm soltanto. Successivamente carota e supporto vengono collocati su due appoggi al di sotto di una pressa così come schematizzato in figura 3.23.

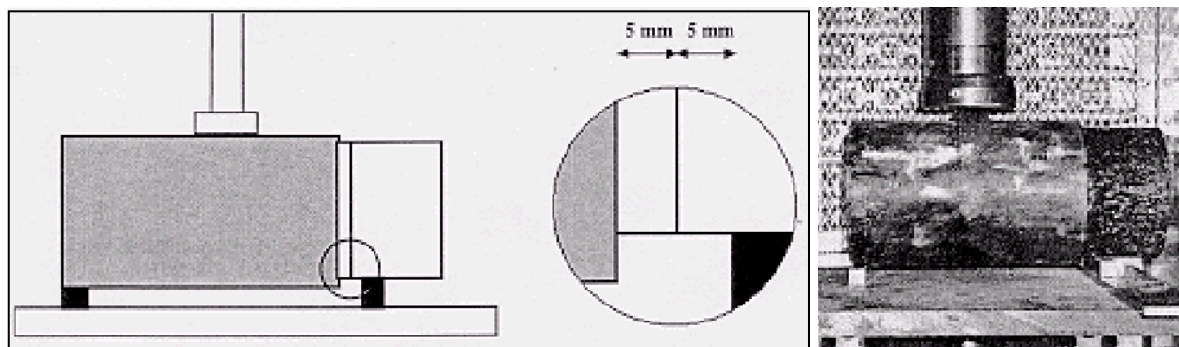


Figura 3.23: Prova di taglio secondo Pérez Jiménez: schema di prova e fotografia.

La configurazione di prova è quella di una trave appoggiata-appoggiata per la quale l'azione di taglio sull'interfaccia in prossimità dell'appoggio corrisponde in pratica, alla metà dello sforzo applicato dal pistone. Questa affermazione è legata al fatto che il supporto cilindrico in cui è alloggiata la carota conferisce una elevata rigidezza al sistema. La termostatazione dei provini viene eseguita in acqua a 60°C per 24 ore, dopo le quali ci si riconduce alla temperatura voluta per il test. In tale modo si può anche dire che il collegamento viene verificato “umido” ossia dopo immersione. La velocità di prova è di 1.27 mm/min. Il risultato è un semplice grafico carico – spostamenti.

Torque Bond test [63][78][106]:

Il principio di funzionamento del test di torsione del collegamento all'interfaccia denominato Torque Bond test è molto semplice: si tratta di applicare un'azione torcente al provino cilindrico per mezzo di una apparecchiatura resa solidale con la porzione di strato superiore della carota. Il test, nato in Svezia per verifiche in sito, è stato recentemente proposto in Inghilterra quale prova di controllo nella qualità dei microtappeti di proprietà. Tuttora il test è al vaglio del noto British

Board of Agreement (BBA) un istituto para-statale incaricato, nell'ambito delle Highway Authorities Product Approval Scheme (HAPAS), di valutare e controllare i prodotti bituminosi delle società che richiedono la certificazione di qualità e gli strumenti di prova ad essi legati. In particolare il Torque Bond test ricade nel gruppo dei cosiddetti Thin Surfacing (SG3) ed è compreso nel Guidelines Document for the Assesment and Certification of the thin Surfacing systems for Highways, Appendix A 3, SG3/98/173 del 2000.

La prova può essere eseguita in sito od in laboratorio e la preparazione dei provini e del tutto simile a quella del Pull-off test dovendosi nel primo caso, effettuare un carotaggio parziale del pacchetto stradale fino ad interessare lo strato sottostante l'interfaccia in esame, per uno spessore di almeno 50 mm, nel secondo, vincolare inferiormente lo strato sottostante tramite ganasce metalliche così come rappresentato in figura 3.24.

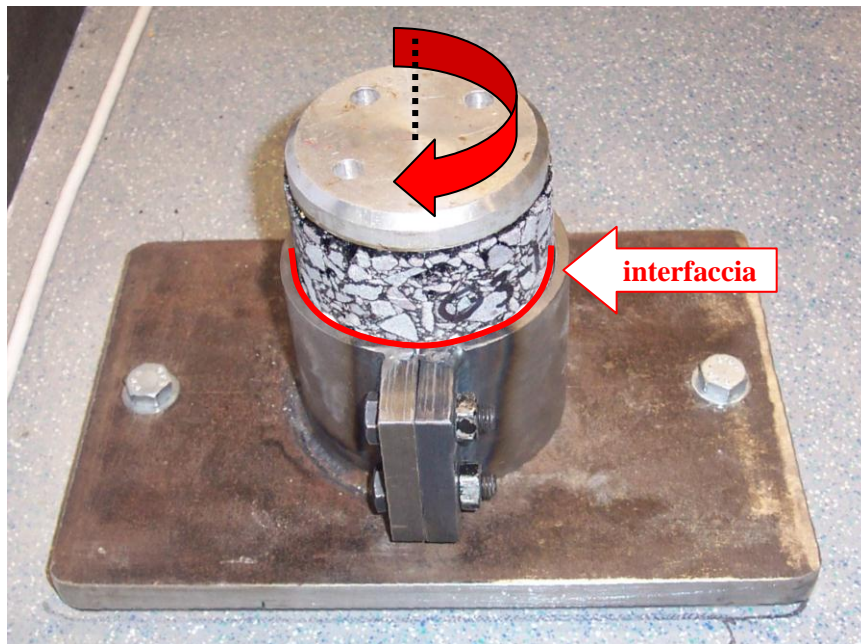


Figura 3.24: Torque Bond Test.

Dopo l'incollaggio della piastra metallica alla superficie superiore del provino il test può avere inizio. La somministrazione dello sforzo torsionale può essere applicato manualmente in sito tramite un apposito braccio meccanico con

impugnatura e dinamometro per la misurazione degli sforzi, oppure in laboratorio sotto un dispositivo meccanico in grado di imprimere una torsione e registrarne l'entità. Neo del test è la grande variabilità dei risultati.

3.2.3 Metodi “non - distruttivi”

Tra i metodi di valutazione delle caratteristiche del collegamento tra gli strati bituminosi di una pavimentazione stradale, si annovera anche una serie di test da realizzarsi in sito, per i quali non viene arrecato danno evidente alla sovrastruttura in esame ed in ragione di ciò vengono definiti come “non-distruttivi”. In generale, tali prove hanno, più che altro, carattere sperimentale di ricerca e nessuna di esse ha ancora trovato una valida collocazione in ambito normativo. Questo campo di indagine resta comunque aperto, e sono attese implementazioni future di queste metodologie che, certamente, porteranno benefici in fase di verifica, in quanto non solo esse non comportano l'asportazione di parti della pavimentazione, ma sono anche perlopiù di rapida esecuzione. Ne vengono passate in rapida rassegna alcune, senza scendere nei particolari teorici, spesso complessi, alla base del loro funzionamento e comunque rinvenibili nei riferimenti bibliografici corrispondenti.

I metodi di cui sopra sono in genere legati alla propagazione di onde con frequenza maggiore di 20 KHz (frequenza limite che l'orecchio umano riesce a percepire) all'interno della pavimentazione stradale in esame. La differenza tra i diversi test risiede fondamentalmente nel metodo utilizzato per provocare l'impulso che genera le onde e nel sistema di acquisizione delle stesse.

Seismic Pavement Analyser (SPA) e Portable Seismic Pavement Analyser (PSPA) [16][18][47][48]:

In seguito a diversi anni di ricerche presso i laboratori stradali dell'Università del Texas di El Paso, il Prof. S. Nazarian ha messo a punto un'apparecchiatura

basata sulle tecniche di propagazione delle onde nella pavimentazione denominata Seismic Pavement Analyser. In sostanza, essa consiste in una sorgente generatrice di onde di vario genere e di una ricevente che capta le onde di ritorno. I campi di impiego sono i più disparati e tra questi figura proprio la valutazione dello stato di collegamento tra gli strati superficiali del pacchetto stradale. Ne è stata studiata anche la versione economica e portatile denominata PSPA, che può essere usata per la determinazione del modulo e della rigidità dello strato più alto della pavimentazione e per una stima, purtroppo soltanto approssimata, delle condizioni di collegamento tra gli strati. Questi sistemi sono in grado di decodificare segnali differenti, in base a 5 diversi metodi di sollecitazione sismica tra i cui: l'UBW (Ultrasonic Body-Wave), metodo delle onde ultrasoniche nel corpo, l'USW (Ultrasonic Surface-Wave), metodo delle onde ultrasoniche di superficie, l'IE (Impact Echo), metodo dell'eco d'impatto, l'IR (Impulse Response), metodo delle risposta d'impulso ed il SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), analisi dello spettro delle onde di superficie. SPA e PSPA sono controllati tramite computer che esegue automaticamente la raccolta dati (figura 3.25)



Figura 3.25: Portable Seismic Pavement Analyser.

Colibrì Test [38][48]:

Sulla base del fatto che, il dissesto strutturale nella forma di fessurazioni o perdite di collegamento tra gli strati bituminosi si ripercuote sulla risposta dinamica della pavimentazione, per più di 30 anni il “French National Public Works Laboratory” ha continuato a studiare l’impiego di test dinamici per la stima delle diverse condizioni strutturali delle pavimentazioni francesi. Agli inizi degli anni '90 venne messo a punto un dispositivo di prova denominato “Colibrì” [38]. In questa prova, un impulso elettrico viene trasmesso alla superficie della pavimentazione in esame e la risposta della pavimentazione viene rilevata da 3 accelerometri posti in serie ad una certa distanza, così come schematizzato in figura 3.26.

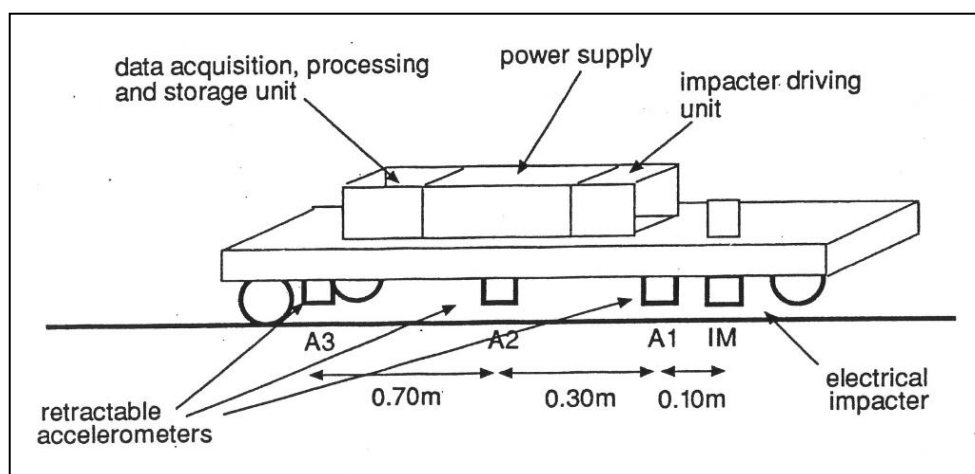


Figura 3.26: Schema dell'apparecchiatura Colibrì.

Analizzando lo spettro del segnale è possibile stimare diversi aspetti della condizione strutturale della pavimentazione, inclusi i difetti nel collegamento tra gli strati, la coesione o l’eventuale frammentazione dello strato di base.

Seguendo diverse fasi di implementazione, il prototipo “Colibrì” è stato usato con successo tra il 1996 ed il 1997 al fine di:

- identificare i difetti nel collegamento tra lo strato d’usura e quello sottostante;

- stimare la coesione o la frammentazione dello strato di collegamento;
- monitorare l'evoluzione delle caratteristiche meccaniche dello strato d'usura.

Le metodologie utilizzabili per condurre le misurazioni dinamiche sono tre.

Le prime due focalizzano la loro attenzione sui moduli della Funzione di Trasferimento delle onde (Transfer Function) ad una frequenza di 300 Hz o 1500 Hz lungo un dato percorso. Da esse si ottengono informazioni sulla coesione o sulla presenza di fessurazioni nello strato di base, così come sullo stato dell'interfaccia tra strato d'usura e strato sottostante. Il terzo metodo mira all'identificazione del rapporto tra la velocità di propagazione delle onde e la lunghezza d'onda nell'arco dell'intero spettro di frequenza, in un determinato punto di misurazione. Questa metodologia permette di ricavare informazioni circa le caratteristiche meccaniche dello strato d'usura.

Secondo lo studio condotto con "Colibri" da Simonin J.M. et al. [38], per una pavimentazione il cui strato d'usura sia distaccato, le onde meccaniche vengono riflesse dall'interfaccia distaccata aumentando la risposta della pavimentazione e la Funzione di Trasferimento fornisce moduli più alti che non nel caso di pacchetto con strati superficiali collegati. Questo fenomeno si è visto essere più evidente per le onde di frequenza pari a circa 1500Hz. Uno speciale indicatore statistico messo a punto da Simonin è in grado di fornire valori rappresentativi dello stato del collegamento all'interfaccia e può essere riportato in un grafico in funzione della distanza coperta nel percorso di prova. In quest'ultimo le condizioni di distacco all'interfaccia sono individuabili sia su punti isolati, sia su intere sezioni di pavimentazione stradale.

Il sistema "Colibri", tutt'ora in fase di studio appare valido e promettente, ma necessita di un migliore livello di analisi nel caso di rilievo dinamico di pavimentazioni fessurate.

Test con Falling Weight Deflectometer (FWD) [25][33][42][48][49][67][68]:

Il noto FWD viene impiegato con successo per la caratterizzazione in continuo della portanza delle sovrastrutture stradali oramai da diversi anni. Il principio di funzionamento è semplice ed analogo a quello del “Colibri” e prevede la registrazione tramite una serie di sette geofoni delle deflessioni del pacchetto stradale soggetto all’impulso prodotto da una massa battente. La figura 3.27 mostra un classico FWD.



Figura 3.27: Fotografia ravvicinata dei geofoni e del piatto di battuta di un FWD.

Al Hakim B.et al. [49] ha studiato una metodologia di prova e di back-analysis con la quale, per mezzo di test con FWD, è possibile valutare le condizioni di collegamento tra gli strati superficiali della pavimentazione. Inizialmente la metodologia è stata adottata per investigare le condizioni di collegamento tra strato di usura e di collegamento nelle pavimentazioni flessibili. La back-analysis tradizionale consiste nell’ottimizzazione del set di proprietà della pavimentazione quali rigidzze e coefficienti di Poisson per restituire le deflessioni misurate; in genere i coefficienti di Poisson sono convenzionalmente

attribuiti e l'analisi a ritroso viene condotta solo per i valori di rigidezza assumendo che il collegamento tra gli strati sia perfetto. Con la metodologia proposta da Al Hakim, oltre alla back-analysis delle rigidezze degli strati si è in grado di risalire, per mezzo dei dati di deflessione misurati, al cosiddetto Shear Reaction Modulus (Modulo di Reazione a Taglio) in corrispondenza delle interfacce tra gli strati. Tale Modulo corrisponde in sostanza, allo Shear Spring Compliance presente in BISAR per la caratterizzazione delle interfacce. Secondo Al Hakim per ciascun tipo di pavimentazione viene assemblata una banca dati di deflessioni per date rigidezze di strato e condizioni di collegamento alle interfacce. Successivamente viene eseguita la ricerca delle migliori equazioni considerando le deflessioni come variabili indipendenti ed i parametri del pacchetto come variabili dipendenti. Nelle equazioni vengono impiegati come variabili diversi set di misurazioni della forma dei bacini di deflessione. Infine, le deflessioni misurate con l'FWD ad ogni punto della pavimentazione in esame vengono inserite nelle equazioni per predire i parametri della sovrastruttura cercati.

Hammer Test [48][74][83]:

L'Hammer Test è un prototipo di test ancora in fase di sviluppo presso il Nottingham Centre for Pavement Engineering (NCPE) dell'Università di Nottingham. Esso si basa essenzialmente sulle stesse ipotesi viste per gli altri metodi ad impulso, ma sfrutta come punti di forza la rapidità di esecuzione e la facilità di impiego, nella valutazione delle condizioni di collegamento esistenti all'interfaccia più superficiale. Il test consiste nel misurare per mezzo di un accelerometro fissato a terra, le accelerazioni verticali della superficie della pavimentazione stradale in un punto, prodotte dalle onde generate da un impulso applicato manualmente tramite un martello, nelle sue vicinanze. Ad oggi le ricerche condotte da Sangiorgi C. et al. [74][83] permettono di affermare che

L'Hammer test è in grado di distinguere sicuramente tra condizioni di presenza o mancanza di collegamento, senza poter quantificare con certezza le condizioni di legame intermedie. In sostanza, tramite parametri indicatori derivati dagli spettri di frequenza della risposta o semplici valutazioni delle Dimensioni Frattali (FD) degli andamenti geometrici delle Time Histories accelerometriche normalizzate rispetto a quelle di impulso, si può affermare se, al di sotto dell'accelerometro di prova, vi sia o meno collegamento tra gli strati, ma non quanto vale questo collegamento, né quanto esso si discosti dalla condizione di distacco in termini di resistenza. Il set-up di prova è rappresentato in figura 3.28.

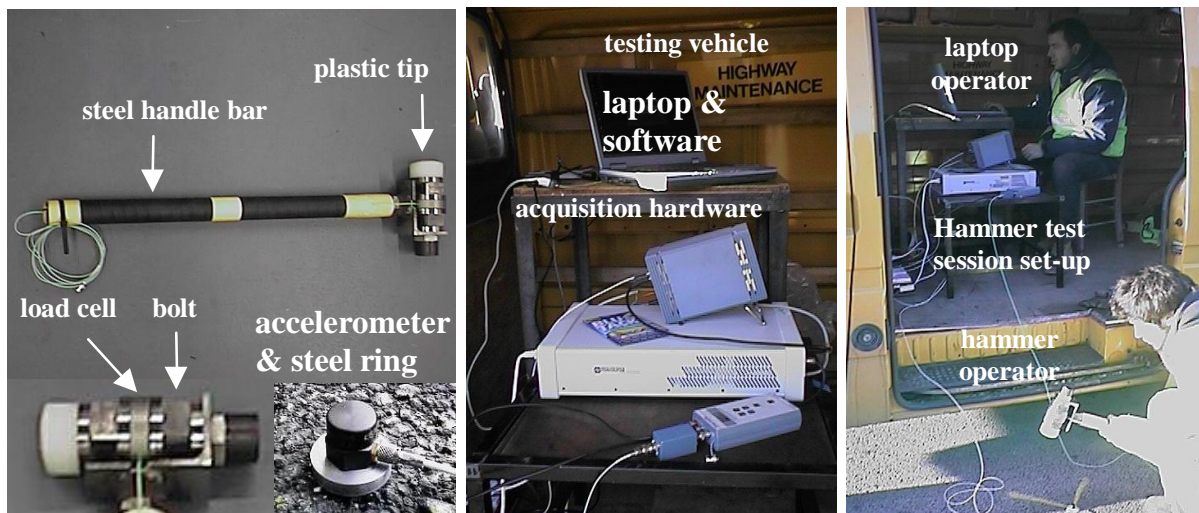


Figura 3.28: Apparecchiature e set-up per l'esecuzione dell'Hammer Test.

A sinistra è raffigurato il martello composto da un manico metallico ed una testa di battuta nella quale una cella di carico è alloggiata tra due dadi pretensionati. L'impulso viene trasmesso alla cella di carico tramite una punta sagomata intercambiabile in materiale plastico. A terra viene fissato, tramite mastice adesivo o collante su piastrina metallica, un comune accelerometro di precisione. Al centro è raffigurato il sistema hardware di acquisizione dati ed a destra il set-up di prova per il quale sono richiesti almeno due operatori: uno al software ed uno al martello. Tutto il sistema può essere facilmente alloggiato

all'interno di un furgone ed alimentato con corrente a 220 Volts trasformata dalla batteria dello stesso veicolo. Per completezza, durante la prova deve essere controllata la temperatura della pavimentazione.

3.3 LE NORME E LE SPECIFICHE LEGATE AL COLLEGAMENTO

3.3.1 Introduzione

Al termine del primo capitolo si è fatto cenno alla mancanza in Italia di regole specifiche ed indicazioni chiare ed esaustive circa la verifica del collegamento tra gli strati bituminosi della pavimentazione stradale e circa l'applicazione di una mano d'attacco (a freddo con emulsioni od a caldo con bitumi) prima della posa di un nuovo strato di conglomerato. Nel presente paragrafo si riportano, a partire dal caso italiano, tutte le direttive e norme rinvenute in materia di verifica del collegamento tra gli strati e di stesa di mano d'attacco, dei più importanti paesi europei. L'intento è quello di evidenziare come le mancanze riscontrate in Italia non siano, purtroppo, una eccezione in Europa e come, nonostante il problema del collegamento tra gli strati del pacchetto stradale sia oramai dimostrato essere fondamentale per la vita utile della sovrastruttura, le normative e le specifiche non si aggiornino, restando, in alcuni casi, prive di una benché minima indicazione ed in altri, con regole che, seppur presenti, non sono certo al passo coi tempi della moderna progettazione prestazionale.

Gli sforzi di rinnovamento nascono da più parti: non solo, come visto, fioriscono progetti di ricerca sul collegamento tra gli strati e sull'impiego di mani d'attacco in tutta Europa e non, ma, consci dell'attualità e della fruttuosità del problema, sono gli stessi produttori di emulsioni e bitumi, spesso riuniti in associazioni più o meno note, a promuovere il progresso nell'utilizzo dei loro materiali.

3.3.2 Norme e Specifiche in alcuni paesi europei

In Italia [90][91][92]:

Il quadro italiano è, come detto, carente. L'adeguamento al sistema normativo europeo è lento e difficile ed oramai i vecchi Bollettini Ufficiali del CNR non sono più sufficienti a coprire la necessità di regole ed indicazioni, sull'intero fronte delle costruzioni stradali. L'UNI è in forte attività per l'armonizzazione alle norme europee, ma fin'ora, i Comitati Tecnici incaricati del compito, hanno acquisito soltanto alcuni raggruppamenti normativi, tra cui il più avanzato pare essere quello dei sigillanti bituminosi a caldo ed a freddo.

Le indicazioni circa le lavorazioni di cantiere e le verifiche in corso d'opera o successive, vengono tradizionalmente impartite dalle Specifiche tecniche di Capitolato d'Appalto fornite dall'ente proprietario della strada. Per tale motivo in Italia esiste una giungla di "Norme Tecniche" dettate da Compartimenti ANAS, Province, Comuni e società proprietarie di autostrade, prima fra tutte la Società Autostrade per l'Italia S.p.A.. In genere, i Capitolati degli enti minori sono palesemente derivati da quelli ANAS o da quelli autostradali a seconda dei casi. Lo stesso Centro Interuniversitario Sperimentale di Ricerca Stradale (CIRS) già citato in precedenza, ha redatto un Capitolato stradale a disposizione degli enti che ne fanno richiesta di utilizzo.

In questo arazzo di regole, sono poche e mal fornite le indicazioni riguardanti l'applicazione delle mani d'attacco e del tutto mancanti o quasi, le richieste di verifica del collegamento tra gli strati della pavimentazione bituminosa per mezzo di test specifici. Posto che nulla è presente sui Bollettini CNR, né sulle norme UNI che descrivono solamente le prove di caratterizzazione dei singoli materiali, si riporta di seguito quanto rinvenuto in alcuni Capitolati d'Appalto.

Nelle Norme Tecniche di Appalto – Funzione Monitoraggio e Studi per la Manutenzione (1998) della ex Società Autostrade S.p.A. nel parte riguardante la

posa dei conglomerati bituminosi a caldo di base, collegamento ed usura (A e B), si fa cenno, nelle ultime due righe del paragrafo, all'interposizione tra due strati sovrapposti, di una mano d'attacco di emulsione bituminosa in ragione di 0.5 Kg/m^2 . Nelle stesse Norme, in relazione alla posa in opera di conglomerati bituminosi drenanti-fonoassorbenti per strati d'usura, si richiede la stesa di una uniforme mano d'attacco nella quantità compresa tra 0.6 e 2.0 Kg/m^2 (secondo le indicazioni della D.L.) ed il successivo eventuale spargimento di uno strato di sabbia o graniglia prebitumata. Per i microtappeti a caldo viene invece, esplicitamente richiesta una mano d'attacco con leganti adeguati, applicata sul piano di posa perfettamente pulito ed asciutto, in quantità compresa tra 0.6 e 4.0 daN/m^2 . Si dice inoltre, che la D.L. potrà approvare un successivo eventuale spargimento di sabbia, graniglia, cemento o calce idrata sulla superficie della mano d'attacco per consentire il transito dei mezzi di stesa.

Nelle Norma Tecniche del Capitolato Sovrastrutture Stradali (1997) del Compartimento ANAS di Firenze, in relazione alla posa in opera di un normale conglomerato bituminoso, si richiede l'applicazione di una mano di ancoraggio costituita da emulsione acida (cationica) al 60% di bitume a rottura rapida, dosata in ragione di 0.5 Kg/m^2 . Inoltre, si dice che l'emulsione dovrà essere stesa in un velo perfettamente uniforme e continuo, immediatamente avanti alla finitrice e ad una distanza tale dalla stessa che, tenuto conto della velocità di avanzamento, sia consentita la completa rottura dell'emulsione e l'evaporazione dell'acqua prima della stesa del conglomerato.

Nelle Norme Tecniche del Capitolato Sovrastrutture Stradali del Compartimento ANAS di Bologna (parte seconda) si prevede, per gli strati d'usura con SMA, la preventiva stesa di una mano d'attacco, realizzata con bitume modificato con elastomeri termoplastici SBS, in ragione di 1.5 Kg/m^2 come minimo; inoltre che, l'uniforme spruzzatura del prodotto ed il dosaggio previsto devono essere assicurati da apposite spanditrici automatiche. Lo stesso Capitolato, trattando

della posa di normali conglomerati bituminosi, prima della loro stesa richiede l'applicazione di una mano d'ancoraggio costituita da emulsione cationica (acida) al 60% di bitume a rottura rapida, dosata in ragione di 0.5 Kg/m^2 ; ed analogamente a quanto già visto per il Compartimento di Firenze, l'emulsione dovrà essere stesa in un velo perfettamente uniforme e continuo, immediatamente avanti alla finitrice ed a una distanza tale dalla stessa che, tenuto conto della velocità d'avanzamento, sia consentita la completa rottura dell'emulsione e l'evaporazione dell'acqua prima della stesa del conglomerato.

Alla luce di quanto visto fin'ora nei precedenti capitoli l'evidente mancanza di indicazioni chiare ed esaustive è allarmante. Riallacciandosi, infatti, a quanto concluso al termine del primo capitolo ed a quanto riportato da Roffe J.C. circa il deterioramento delle pavimentazioni francesi degli anni '80, si può pensare a ragione che, molte delle costruzioni stradali realizzate negli ultimi anni od in fase di realizzazione, potranno soffrire in un futuro più o meno prossimo, di degradazioni premature (fessurazioni, ormaiamenti, distacchi) legate alla scarsa attenzione prestata in fase di costruzione all'applicazione (o meno) della mano d'attacco. Nei tre esempi di Capitolati riportati, peraltro tra i più rappresentativi, vengono citati soprattutto dei quantitativi di emulsione bituminosa o di bitume da spruzzare sul piano di posa, in certi casi oltre ad esserne richiesti quantitativi notevoli, non viene nemmeno specificato il tipo di emulsione o di bitume, in altri, l'emulsione da posare è la stessa qualsiasi sia il tipo di intervento costruttivo da realizzare; si pensi soltanto alla differenza tra una superficie fresata ed una di nuova realizzazione. In essi, non si parla di condizioni ambientali di spruzzatura, di efficienza dei mezzi di stesa, di prove di uniformità, di verifiche dei quantitativi di bitume residuo anidro effettivi, di verifiche di rottura, di controllo della presenza di contaminazioni, di prelievi di campioni di legante, di controllo del rischio di asportazione dell'emulsione

prima e del legante bituminoso poi; a proposito di quest'ultimo punto si richiede l'applicazione di sabbie, graniglie o cemento per consentire il passaggio dei mezzi d'opera, senza essere certi dell'effetto che tali materiali possono avere sull'effettivo collegamento tra gli strati e quindi sull'efficacia della mano d'attacco appena applicata.

Inoltre, ma è plausibile, in nessun caso è esplicitamente richiesta la progettazione della mano d'attacco, ovvero lo studio preventivo del tipo e del quantitativo emulsione o di bitume puro da stendere per quella determinata lavorazione, che prevede quei conglomerati bituminosi a contatto, con quella macrorugosità del piano di posa e quella dimensione nominale massima degli inerti dello strato sovrastante.

Infine, purtroppo, non si parla di prove di routine per la verifica dell'effettive condizioni di collegamento tra gli strati della pavimentazione. Ciò significa che, per la pavimentazione realizzata, si ammette che, l'aver eseguito correttamente le poche indicazioni circa la posa della mano d'attacco e la posa dello strato successivo, dia sufficienti garanzie al committente, sulla bontà del collegamento ottenuto tra gli strati e sulla durabilità del pacchetto stradale costruito. Per essere precisi esiste una piccolissima clausola nel Capitolato ANAS di Firenze dove in merito all'applicazione di interstrati sintetici viene richiesta la verifica del collegamento tra gli strati su carote da 150 mm di diametro richiedendo un valore di resistenza al taglio pari a 15 KN, senza specificare la metodologia con la quale eseguire la prova od altro.

Nel Regno Unito [93-106]:

Il Regno Unito è certamente più attento dell'Italia al problema delle mani d'attacco. Pur non essendo ancora presente ufficialmente un test per la verifica di routine del collegamento tra gli strati del pacchetto stradale in opera, le

indicazioni circa la posa delle mani d'attacco di emulsione (tack coats) o di altri materiali bituminosi (bond coats) sono diverse e presenti sia nelle norme, le "British Standards" (BS), sia nelle specifiche per i lavori autostradali, le "Specifications for Highway works". Esistono altre fonti, come le raccomandazioni del Transportation Road Research Laboratory, ma non vengono contemplate in questa sede.

Precisato che la classificazione delle emulsioni bituminose avviene per mezzo di una sigla alfanumerica del tipo K1-40, dove K (od A) indica il tipo di emulsione (cationica od anionica), 1 (o 2, 3, etc.) indica la velocità di rottura e 40 (o 60, 70, etc.) indica la percentuale di bitume in emulsione, si riportano di seguito le indicazioni presenti sulle BS riguardanti le costruzioni stradali ed i materiali impiegati e sulle Series 900 delle Specifications, inerenti la posa del pacchetto stradale.

Nelle BS 434-2 "Code of practice for use of bitumen road emulsions" [95] sono fornite le linee guida per l'impiego delle emulsioni (cationiche od anioniche) per uso stradale. Vengono specificati i materiali, le lavorazioni in sito, i tempi di rottura e sono descritti tutti i tipi di impiego, compresa l'applicazione curativa su pavimentazioni in calcestruzzo. In particolare, all'inizio della norma viene indicata la K1-40 come tipo di emulsione cationica da utilizzare per le mani d'attacco. Quando il clima è umido o le condizioni non agevolano una buona evaporazione dell'acqua, è consigliato invece, l'uso di emulsioni classe K1-60 e K1-70 per abbreviare i tempi di rottura. Nella sezione 14 denominata Tack Coating viene definita l'applicazione delle mani d'attacco. Nonostante la sezione non sia ampia, le indicazioni fornite sono chiare e precise. Si richiedono emulsioni di tipo A1-40 o K1-40 da essere impiegate al più presto dopo la consegna, se ciò non fosse, occorre assicurare la loro omogeneità agitandole. Si richiede uniformità di stesa evitando ristagni localizzati, ma soprattutto si stabiliscono quantitativi di emulsione puramente indicativi compresi tra i 0.3 L/

m^2 ed i $0.5 L/ m^2$, e si precisa che il reale quantitativo spruzzato, viene deciso per ciascun lavoro in relazione alle diverse circostanze incontrate. Ad esempio, si dice che, il tenore basso è indicato per un substrato chiuso, mentre quello alto per un substrato rugoso. Un quantitativo inferiore agli $0.3 L/ m^2$ è indicato nel caso di applicazione di slurry seal, mentre quantitativi superiori ai $0.5 L/ m^2$ sono indicati per taluni substrati in calcestruzzo. Infine, si richiede l'attesa della completa rottura dell'emulsione prima della posa dello strato successivo. Una breve clausola finale descrive l'impiego di granigliatura prebitumata fine per ovviare all'inconveniente dell'asportazione del legante da parte dei mezzi di cantiere.

Già queste prime regole appaiono più esaustive di quelle italiane, basti pensare al fatto che sono contenute negli "Standards" ossia nelle norme che in Italia corrisponderebbero alle norme CNR o UNI. Ma non è tutto qui. La norma BS 594-2 "Specification for Transport, laying and compaction of hot rolled asphalt" [97] fornisce, nella sezione 5, la descrizione di tutte le operazioni preliminari da eseguirsi sul piano di posa del nuovo strato bituminoso. In particolare, è richiesto che il piano di posa sia esente da contaminazioni di qualsiasi tipo, specificando che il transito dei mezzi di cantiere sulla superficie venga limitato al minimo e che il piano sia regolare ed omogeneo. Al punto 5.5 viene espressamente definito il ruolo di tack coats o bond coats come promotori di adesione tra gli strati di una pavimentazione nuova o nei casi di interventi di manutenzione. La loro scelta dipende dalle condizioni del substrato, dalla rigidità e dal contenuto di bitume degli strati e dal tipo di sito. I tack coats sono definiti come emulsioni bituminose di classe K1-40 o 60 in conformità alle BS 434-1, mentre i bond coats sono materiali bituminosi di proprietà di produttori che ne hanno richiesto la certificazione al BBA/HAPAS (vedi Torque Bond Test) e che in genere vengono impiegati nei casi di necessità di forti quantitativi di mano d'attacco o di particolari lavorazioni. Al punto 5.5.2 sono

riportati i quantitativi di mano d'attacco (tack o bond coats) da stendere sul piano di posa, a seconda del contenuto di bitume nei conglomerati di interfaccia e della natura dello strato sottostante, assieme ad una serie di note circa il loro impiego in casi particolari come, ad esempio, il caso di traffico temporaneo. Se ne riportano i valori espressi in Kg/m² di bitume residuo anidro nelle tabelle 3.5, 3.6, 3.7, 3.8 e 3.9. Si ricorda anche che nel caso di bond coats i tassi di applicazione in Kg/m² debbono essere forniti dal produttore proprietario della certificazione e che nel caso in cui questi non ne fornisca, ci si deve attenere ai quantitativi riportati nelle tabelle corrispondenti (3.7, 3.8 e 3.9). Tutte le percentuali di bitume sono in peso sulla miscela di conglomerato.

contenuto di legante nello strato superiore	contenuto di legante nello strato inferiore		
	≤ 4,0 %	4,1 - 5,0 %	≥ 5,1 %
≥ 5,1 %	0.15	0.15	0.15
4,1 - 5,0 %	0.20	0.15	0.15
≤ 4,0 %	0.25	0.20	0.15

Tabella 3.5: *Quantitativi di bitume residuo da tack coat in Kg/m² raccomandati nel caso di conglomerato bituminoso nuovo. Nuova costruzione.*

contenuto di legante nello strato superiore	natura dello strato inferiore/superficie esistente		
	povero in legante	risagomato	ricco in legante
≥ 5,1 %	0.20	0.15	0.15
4,1 - 5,0 %	0.25	0.20	0.15
≤ 4,0 %	0.25	0.25	0.20

Tabella 3.6: *Quantitativi di bitume residuo da tack coat in Kg/m² raccomandati nel caso di superfici pre-esistenti. Manutenzione.*

Il termine “povero in legante” si riferisce ad un conglomerato che si stimi avere meno del 4% di legante (in peso sulla miscela), o nel quale gli inerti sono parzialmente ricoperti o dove vi sia evidenza di fessurazioni.

contenuto di legante nello strato superiore	contenuto di legante nello strato inferiore		
	≤ 4,0 %	4,1 - 5,0 %	≥ 5,1 %
≥ 5,1 %	0.15	0.15	0.15
4,1 - 5,0 %	0.30	0.25	0.25
≤ 4,0 %	0.40	0.35	0.30

Tabella 3.7: Quantitativi di bitume residuo da bond coat in Kg/m² raccomandati nel caso di conglomerato bituminoso nuovo. Nuova costruzione.

contenuto di legante nello strato superiore	natura dello strato inferiore/superficie esistente		
	povero in legante	risagomato	ricco in legante
≥ 5,1 %	0.50	0.40	0.25
4,1 - 5,0 %	0.60	0.50	0.35
≤ 4,0 %	0.60	0.60	0.40

Tabella 3.8: Quantitativi di bitume residuo da bond coat in Kg/m² raccomandati nel caso di superfici pre-esistenti. Manutenzione.

contenuto di legante nello strato superiore	natura dello strato inferiore/superficie esistente		
	povero in legante; cls; strato rigido	strati ad alto modulo di rigidezza	conglomerato normale; debolmente permeabile
≥ 5,1 %	0.60	0.60	0.50
4,1 - 5,0 %	0.60	0.60	0.50
≤ 4,0 %	0.80	0.70	0.60

Tabella 3.9: Quantitativi di bitume residuo da bond coat in Kg/m² raccomandati per migliorare l'impermeabilità delle superficie dello strato sottostante/superficie esistente.

Le mani d'attacco, siano esse tack coats o bond coats debbono essere applicate in maniera uniforme. La norma richiede inoltre, che il colore della superficie spruzzata si tramuti dal marrone al nero, ossia che l'emulsione rompa, prima della stesa dello strato successivo, tranne nel caso in cui l'applicazione avvenga

tramite barra spruzzatrice integrata alla vibrofinitrice – il ché pare non corretto – e che nel caso si formino ristagni di emulsione questi vengano eliminati tramite scopa e lasciati asciugare. A questa stessa norma (BS 594-2) fanno riferimento le Series 900 delle “Specifications for Highway Works” di cui si è detto in precedenza. Infatti, esse costituiscono l’equivalente dei capitolati autostradali italiani e per il fatto che già le norme BS sono ricche di indicazioni, le “Specifications” non fanno altro che rimandare ad esse per la costruzione del pacchetto stradale. In particolare, la Series 920 rimanda proprio alla BS 594-2 per l’applicazione delle mani d’attacco.

In conclusione, si ricorda quanto detto a proposito del Torque Bond Test [106] nel paragrafo precedente. Esso, rappresenta una prova specifica per valutare le caratteristiche di collegamento dei cosiddetti “Thin Surfacing” e la sua certificazione è tutt’ora al vaglio del British Board of Agreement nell’ambito dello Highway Authorities Product Approval Scheme (HAPAS). Tuttavia, esso non rappresenta ancora un test di routine e difficilmente il suo impiego potrà essere esteso anche ai pacchetti realizzati con conglomerati tradizionali.

In Germania [109][110][111]:

In Germania, il problema della caratterizzazione della resistenza del collegamento tra gli strati bituminosi della pavimentazione stradale (Schichtenverbund), è sentito già da diversi anni, tanto che il test specifico per valutarla, il Leutner test, fu ideato alla fine degli anni '70. Come descritto nel paragrafo precedente, il Leutner test è entrato di diritto tra le specifiche di prova tedesche e rappresenta l’unica metodologia con la quale verificare il collegamento tra gli strati di un pacchetto stradale. Le istruzioni di riferimento sono le 2312-1999: Asphalt Prüfung – ALP A-Stb Teil 4, nelle quali viene descritta l’apparecchiatura e la procedura di prova, nonché le operazioni di prelievo dei provini per il test. Tuttavia, paradossalmente, nelle norme e nelle

specifiche tedesche, non sono contemplate indicazioni circa i limiti di accettabilità dei valori ottenuti col Leutner. L'unica nota deriva dalla sperimentazione condotta dalla ricercatrice U. Stöckert [61], la quale, in seguito ad una estesa campagna investigativa sulle condizioni di collegamento tra gli strati della pavimentazioni tedesche di nuova e di vecchia costruzione, ha suggerito alcuni limiti da imporsi ai valori di carico tagliante a rottura, espresso in (KN), e di Spostamenti massimi a rottura, espressi in (mm), nei casi di interfacce di collegamento tra strati diversi, così come riportato in tabella 3.10.

Stöckert, 2001	Strato d'usura su strato di collegamento (ADS/ABS)	Strato di collegamento su strato di base (ABS/ATS)	Strato di base su strato di base (ATS/ATS)
Sforzo di Taglio	25,00 kN	20,00 kN	16 kN
Spostamento	2,00 ÷ 4,00 mm	1,50 ÷ 3,00 mm	1,00 ÷ 3,00 mm

Tabella 3.10: Valori minimi di Sforzo di Taglio e spostamenti ottenuti da Leutner test.

Per quanto concerne i quantitativi di mano d'attacco da impiegare nella realizzazione di un nuovo pacchetto stradale o nel caso di interventi di manutenzione, le norme DIN non forniscono indicazioni utili, al pari delle norme italiane. Tuttavia, esistono delle specifiche raccomandazioni contenute nel bollettino tecnico denominato "Merkblatt für Schichtenverbund, Näte, Anschlüsse und Randausbildungen" nel quale i quantitativi di mano d'attacco vengono espressi in modo del tutto analogo a quello visto per le British Standard 594-2 in funzione degli strati a contatto. Ad esso si riconducono le "condizioni tecniche addizionali di contratto" tipiche del sistema edilizio tedesco, nelle quali è richiesto di effettuare ogni possibile operazione per raggiungere un "adeguato" collegamento tra gli strati bituminosi. Nel bollettino di cui sopra le strade vengono classificate in base al traffico che le interessa in: strade a traffico pesante (Bauklasse SV I, II e III) e strade a traffico leggero (Bauklasse SV IV, V e VI). Per le prime (traffico pesante) è necessario utilizzare una emulsione

modificata denominata “PmOB Art C U 60 K”, dove “PmOB” indica il bitume modificato, “Art C” il fatto che si tratta di una emulsione, “U” il fatto che sia instabile, “60” la percentuale di bitume sul totale e “K” il fatto che sia cationica. Per le strade a traffico leggero, invece, viene raccomandato l’utilizzo o di “Bitumenemulsion U 60 K”, cioè emulsione cationica instabile al 60 % di bitume normale, oppure di emulsioni bituminose a base di solvente identificate con la sigla “HK” (quest’ultime sono in disuso per ripercussioni ambientali e sulle maestranze).

			tipologia del nuovo strato		
			Strato di Base (ATS)	Strato di collegamento (ABi)	SMA
tipologia e condizioni dello strato sottostante	Strato di Base (ATS)	f	PmOB Art C U 60 K 150 - 250	PmOB Art C U 60 K 250 - 350	X
		gf	PmOB Art C U 60 K 250 - 350	PmOB Art C U 60 K 250 - 350	X
		o/a	PmOB Art C U 60 K 300 - 400	PmOB Art C U 60 K 300 - 500	X
	Strato di Collegamento (ABi)	f	-	X	PmOB Art C U 60 K 150 - 250
		gf	-	PmOB Art C U 60 K 250 - 350	PmOB Art C U 60 K 250 - 350
		o/a	-	PmOB Art C U 60 K 300 - 500	PmOB Art C U 60 K 250 - 350

Tabella 3.11: Quantitativi di emulsione in gr/m^2 in funzione della tipologia del nuovo strato e della tipologia e delle condizioni dello strato sottostante. Strade a traffico pesante.

Le tabelle 3.11 e 3.12 riportano i quantitativi suggeriti dalle specifiche codificate come “2222-1998-001” e “2222-1998-002”, rispettivamente per le due tipologie di strade viste sopra. I numeri nelle caselle sono i quantitativi minimi richiesti di emulsione bituminosa, espressi in gr/m².

			tipologia del nuovo strato					
			Strato di Base	Strato di collegamento	Conglomerato bituminoso chiuso		SMA	
tipologia e condizioni dello strato sottostante	Strato di Base	f	U 60 K 150 - 250	U 60 K 250 - 350	U 60 K 150 - 250	HK 200 - 300	X	
		gf	U 60 K 250 - 350	U 60 K 250 - 350	U 60 K 250 - 350	HK 200 - 300	X	
		o/a	U 60 K 300 - 400	U 60 K 300 - 500	U 60 K 250 - 350		X	
		s	-	HK 200 - 300	HK 200 - 300		X	
	Strato di Collegamento	f	X	X	U 60 K 150 - 250	HK 150 - 250	U 60 K 150 - 250	HK 150 - 250
		gf	X	U 60 K 250 - 350	U 60 K 250 - 350	HK 200 - 300	U 60 K 250 - 350	HK 250 - 350
		o/a	X	X	U 60 K 300 - 400		U 60 K 250 - 350	
		s	X	X	HK 200 - 300		HK 200 - 300	

Tabella 3.12: *Quantitativi di emulsione in gr/m² in funzione della tipologia del nuovo strato e della tipologia e delle condizioni dello strato sottostante. Strade a traffico leggero.*

In tabella le lettere di riga hanno il seguente significato:

f: sta per “fresco”, ossia strato di nuova costruzione;

gf: significa che la superficie è fresata;

o/a: significa che la superficie è porosa o presenta poco bitume superficiale;

mentre i simboli nelle caselle significano:

-: significa che quella situazione non si deve identificare;

x: significa che il quantitativo deve essere determinato in base alle effettive necessità.

s: significa substrato polveroso.

Nonostante si tratti di raccomandazioni, le indicazioni proposte dal bollettino di cui sopra sono significative del fatto che comunque viene attribuita una certa importanza all'applicazione delle mani d'attacco. I valori, paiono essere più che altro stimati in base all'esperienza di cantiere e non sono certo il frutto di uno studio progettuale; in effetti, trattandosi di quantitativi di emulsione in alcuni casi sono evidentemente sottostimati.

L'esempio tedesco tuttavia, è quello che presenta più riferimenti e regole in merito al collegamento tra gli strati ed all'applicazione di mani d'attacco. Purtroppo, vista l'importanza che il collegamento si è dimostrato avere nella caratterizzazione della vita utile della sovrastruttura stradale, la quantità e la qualità di tali indicazioni pare ancora insufficiente per poter controllare compiutamente le lavorazioni di cantiere ed i risultati di tali lavorazioni.

In Svizzera:

La situazione Svizzera è del tutto analoga a quella tedesca.

Obiettivo della norma SN 640430 "Enrobés bitumineux compactés" [107] è quello di fissare tutte le raccomandazioni e le prescrizioni relative alla concezione ed alla realizzazione di strati d'usura, di collegamento, di base e di fondazione in conglomerato bituminoso compattato, che non siano contenute nella normativa europea riguardanti i conglomerati bituminosi.

Secondo la norma svizzera, per garantire un buon collegamento (*liaison irréprochable*) tra i diversi strati di conglomerato bituminoso, è necessario applicare, per nebulizzazione, una adeguata mano d'ancoraggio (*enduit d'accrochage*). Per essa occorre utilizzare emulsioni di bitume conformi alla norma SN 670200, dopes d'adesività, oppure altri prodotti che siano comunque appropriati. Il dosaggio è funzione della natura del supporto e deve essere

definito prima della messa in opera. Si indica comunque per il quantitativo minimo un valore che vari tra i 100 ed i 200 g/m² di bitume residuo. Per superfici “chiuse” il dosaggio di emulsione sarà piuttosto basso. Per superfici rugose (ad esempio “fresate”) al contrario, dice la norma, conviene aumentare il quantitativo in maniera appropriata.

In particolare, per quanto riguarda la realizzazione di pavimentazioni di conglomerato poroso, si richiede l’applicazione di una mano d’attacco, su un supporto impermeabile, in ragione di un valore indicativo per il dosaggio compreso tra 150 e 300 g/m² di legante residuo; segue l’eventuale applicazione di SAMI.

Per quanto riguarda la nebulizzazione della mano d’attacco, le norme indicano che essa dovrà essere tale da ottenere una ripartizione uniforme del legante. La rottura dell’emulsione od in generale, la presa del prodotto d’ancoraggio dovrà concludersi prima della stesa del successivo strato bituminoso.

Al punto G della stessa norma sono elencati i controlli relativi ai materiali posati ed alla pavimentazione con essi realizzata. In particolare, il punto numero 45, “Liaison entre les couches”, fornisce valori limite di riferimento per prove di taglio diretto eseguite secondo la norme SN 671961 “Détermination de la liaison entre les couches (selon Leutner) [108], ossia impiegando la stessa metodologia Leutner tedesca. I valori vengono definiti in base alle classi di traffico della strada esaminata e valutati su 4 carote prelevate per ciascuna sezione di posa. Il valore intermedio è quello considerato attendibile. Il valore minimo di resistenza al taglio richiesto al collegamento è di 15 KN almeno, all’interfaccia tra strato di usura e strato di collegamento, lo stesso all’interfaccia tra strato di usura e strato di base, in assenza di strato di collegamento. Tra tutti gli strati restanti occorre ottenere almeno 12 KN. Infine, la norma sancisce che non vi sono esigenze di verifica tra strato bituminoso di base e strato di fondazione.

La situazione svizzera è, analogamente al caso tedesco, completa, in quanto sono forniti sia i valori dei quantitativi di mano d'attacco da stendere, sia i valori di resistenza del collegamento tra gli strati, da verificarsi con una prova standardizzata come il Leutner. Resta tuttavia, l'aleatorietà decisionale in fase di scelta del prodotto per la mano d'attacco e sui quantitativi effettivi da applicarsi per ciascun caso. In definitiva, la norma è cosciente del fatto che superfici diverse necessitano di materiali e quantitativi diversi, ma non spiega come effettuare la scelta, lasciando in pratica il compito alla mercé degli interessi di cantiere. Inoltre, i valori minimi di KN richiesti per le prove Leutner appaiono, alla luce delle esperienze di prova rinvenute in letteratura, poco restrittivi, soprattutto in assenza di indicazioni circa i valori di spostamento (mm) corrispondente: così ad esempio, possono essere raggiunti sì i 15 KN di resistenza citati, ma con uno spostamento, ad esempio, di 1.0 mm il che testimonia, dall'esperienza, una rottura del provino estremamente fragile ed improvvisa, tipica delle interfacce prive di mano d'attacco e con un discreto ingranamento.

A conclusione di questo paragrafo si ricorda come le Norme Europee (EN) in materia di pavimentazioni stradali contemplino tradizionalmente le sole caratterizzazioni dei materiali da impiegarsi, senza fornire indicazioni circa le loro applicazioni. Pertanto, come era logico attendersi le norme EN non trattano di mani d'attacco, né tantomeno di quantitativi e neanche di test per la caratterizzazione del collegamento tra gli strati bituminosi della pavimentazione stradale.

3.4 CONCLUSIONI

Alla luce di quanto descritto nei paragrafi iniziali del presente capitolo si sottolinea ancora una volta come fin dagli anni '70 vi sia una certa sensibilità dei gruppi di ricerca di tutto il mondo verso il problema del collegamento tra gli strati della pavimentazione stradale. Il fiorire di studi e metodologie di prova più o meno articolati ne sono la prova. Tuttavia, per la complessità del problema e per il numero di variabili che intervengono nel caratterizzarlo, si è dimostrato assai arduo il compito di definirne compiutamente tutti gli aspetti, in una sola sperimentazione e le conclusioni cui si è giunti sono rimaste purtroppo isolate. In pratica, le ricerche sono state di due tipi. In un primo gruppo si annoverano quelle condotte prevalentemente in laboratorio per le quali, messa a punto la metodologia di prova, si sono confezionati svariati campioni con materiali e condizioni di interfaccia diverse e li si è sottoposti a test in configurazioni variabili di temperatura e carichi esterni. Si sono ottenute informazioni di resistenza del collegamento in relazione al tipo ed al quantitativo di legante impiegato, al tipo di miscela adottata, all'entità del carico normale all'interfaccia e soprattutto alla temperatura di prova. Nel secondo gruppo si identificano le sperimentazioni in sito, per le quali nella maggior parte dei casi è stata prevista una estesa campagna investigativa su campioni prelevati da pavimentazioni stradali od autostradali al fine di caratterizzarne il collegamento e fornire indicazioni di massima per specifiche di verifica dello stesso.

In ambedue i casi, le sperimentazioni condotte dai singoli gruppi di ricerca non si sono dimostrate ad oggi del tutto esaustive e, nella maggior parte dei casi, le ricerche avviate non hanno avuto un seguito. Ecco che, molte metodologie di prova sono state abbandonate o non hanno dato luogo a filoni di ricerca locali. Soltanto il Leutner test appare avere una certa continuità di utilizzo e soprattutto negli ultimi se ne è visto l'impiego per almeno cinque sperimentazioni differenti delle quali una in Svizzera, una in Olanda, due a Nottingham ed una ad Ancona

in Italia. In parallelo, l'apparecchiatura ASTRA del CIRS di Ancona è stata adottata in un buon numero di ricerche e gli sviluppi futuri appaiono assai promettenti.

Le conclusioni cui giungono tutte le esperienze di ricerca descritte in precedenza hanno come punto in comune la forte dipendenza della resistenza del collegamento all'interfaccia dalla temperatura, il ché era immaginabile. Meno scontate ed assai importanti appaiono le conclusioni per le quali, l'applicazione di elevati quantitativi di mano d'attacco, non fornisca altrettante spiccate doti di resistenza al collegamento di interfaccia. Per tale motivo appare ancora più giustificata l'affermazione per la quale è necessaria una progettazione mirata della mano d'attacco a seconda di ogni caso applicativo specifico. Vi sono poi discordanze soprattutto sui valori di Modulo di Reazione orizzontale (K) misurato da vari Autori, per il quale tuttavia si ricorda l'estrema variabilità ed il fatto che il campo che racchiude le condizioni reali di collegamento sia comunque assai ampio. Infine, tutti gli autori concordano nell'affermare che la presenza di carichi normali agenti sul piano di interfaccia risulti in un aumento dello sforzo tagliante necessario per portare a rottura il provino.

Dal paragrafo relativo alle metodologie di prova implementate nel corso degli anni, emerge una tendenza all'impiego di test di taglio diretto, senz'altro più affidabili ed efficienti di test che applicano trazioni dirette o torsioni. Inoltre, è presente la volontà di poter caratterizzare anche in sito il collegamento tra gli strati tramite nuove metodologie non distruttive che sfruttano lo studio della risposta del pacchetto stradale in seguito all'applicazione di impulsi. Tra queste il francese Colibrì si è dimostrato assai promettente.

Infine, per quel che riguarda le norme si è posto l'accento sulla loro carenza diffusa in Europa in materia di mani d'attacco e di verifica del collegamento tra gli strati. I paesi anglosassoni sono più attenti all'impiego delle mani d'attacco bituminose e forniscono un certo numero di indicazioni per la loro progettazione

ed applicazione, tuttavia non è ancora contemplato lo studio di laboratorio del problema e nemmeno sono vigenti norme per la verifica in sito del collegamento. I paesi di lingua tedesca sono invece pronti alla verifica in sito del collegamento tramite il Leutner, pur non essendo ancora ben chiari i limiti coi quali confrontarne i risultati. Vi sono poi paesi come l'Italia dove le norme e le specifiche dei capitolati d'appalto sono carenti su tutti i fronti: pochissime sono le indicazioni sulla posa e la verifica delle mani d'attacco ed assenti quelle sulla verifica del collegamento tra gli strati in sito. In questi casi, molto si deve ancora fare per arrivare alla messa a punto di studi di laboratorio volti alla progettazione prestazionale delle mani d'attacco ed altrettanto per la standardizzazione di efficienti metodologie di prova del collegamento in laboratorio ed in sito.

Nel prossimo capitolo verrà presentato il test distruttivo oggetto di questa tesi di laurea. Esso rappresenta il primo test in grado di valutare la resistenza a fatica delle interfacce bituminose tra gli strati delle pavimentazioni stradali.

CAPITOLO 4

LEUTNER SHEAR TEST STATICO E DINAMICO

4.1 INTRODUZIONE

Come descritto nei capitoli precedenti, la metodologia di prova distruttiva adottata per la realizzazione delle presente sperimentazione è una prova di taglio diretto su provini cilindrici doppio strato: il Leutner Shear Test. Questa scelta è stata effettuata in quanto trattasi di un macchinario relativamente costoso e poco ingombrante. Esso può essere azionato da una tradizionale pressa Marshall, ma soprattutto è stato possibile azionarlo dinamicamente tramite pressa MatTA da 5kN presente presso il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna. Questo ha consentito investigare anche la resistenza a fatica delle interfacce tra gli strati in conglomerato bituminoso, con l'eventuale presenza di interstrati sintetici. Di seguito verrà descritto il procedimento di prova nelle due configurazioni.

4.2 LEUTNER SHEAR TEST STATICO

Il Leutner Statico costituisce la prova di riferimento per la valutazione del collegamento tra gli strati sia in Germania, sia in Svizzera essendo, nel primo caso citato nelle istruzioni di contratto per le prove sui materiali bituminosi (2312-1999: Asphalt Prüfung-ALP A-Stb Teil 4), nel secondo caso richiamato come test nella norme per la costruzione delle pavimentazioni bituminose stradali svizzere (SN 617961).

Tra i punti negativi attribuibili a Leutner il primo è certamente la variabilità dei risultati a parità di condizioni, legata soprattutto alle difficoltà di posizionamento dei provini all'interno dello strumento. Il secondo neo è la scarsa corrispondenza con le reali condizioni di carico su strada: il provino viene caricato sulla superficie laterale e non su quella corrispondente al piano viabile, ma, soprattutto, non vi è la riproduzione né dei carichi normali agenti in concomitanza coi carichi taglienti, né dell'effetto di confinamento dato dal pacchetto stradale di origine ed inoltre, le velocità di somministrazione del carico non sono rappresentative delle dinamicità effettive. Infine, la particolare vicinanza dei semi-anelli metallici che definisce il piano di taglio comporta una notevole concentrazione degli sforzi in corrispondenza degli aggregati di bordo all'interfaccia che si ripercuote sulla bontà del test, sotto forma di non uniformità delle tensioni tangenziali sulla superficie di taglio e sotto forma di "effetto di assestamento" iniziale per molte delle curve di rottura registrate. Per quest'ultimo motivo, il numero di provini necessari per avere un campione rappresentativo, è in genere, elevato.

Il "Leutner Shear Test" venne messo a punto alla fine degli anni '70 dal Professore tedesco Rolf Leutner dell'Institut für Straßenwesen della "Technische Universität Braunschweig" di Darmstadt [1979] che già allora, si occupava della caratterizzazione delle proprietà di resistenza del collegamento tra gli strati bituminosi del pacchetto stradale; all'Eurasphalt&Eurobitume Congress del

1996 a Strasburgo, lo stesso Leutner, a proposito del test da lui ideato scrive: “...it makes a significant contribution to quality assurance in road construction and increases the conclusion of latent defect clauses “.

Di seguito si fornisce una descrizione dell'apparecchiatura e della procedura di prova standardizzata.

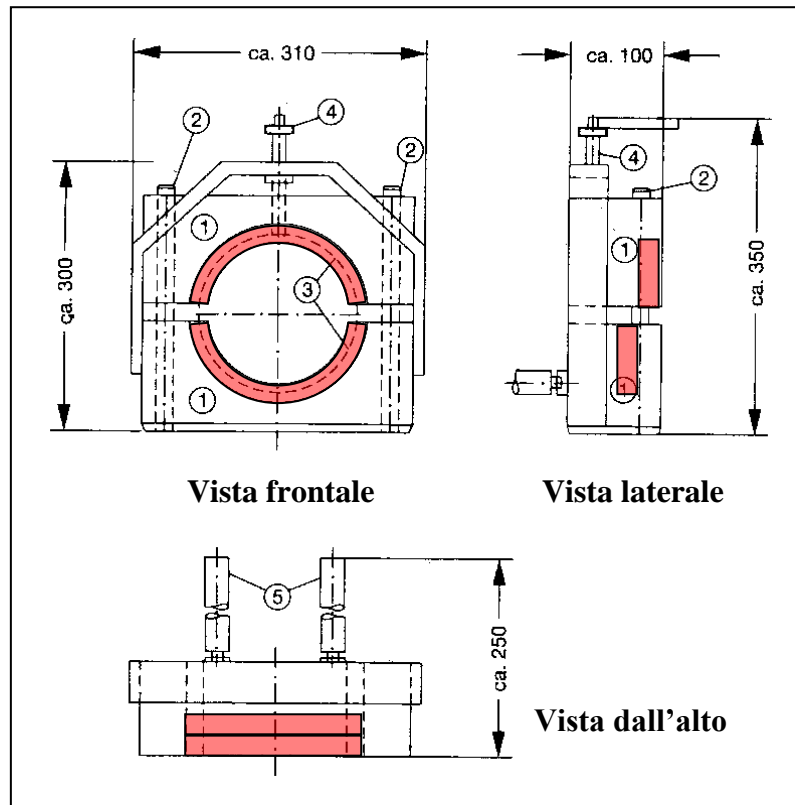


Figura 4.1: Schema tecnico del dispositivo Leutner.

Il dispositivo schematizzato in figura 4.1, è essenzialmente composto da due semi-anelli metallici (3) disposti in modo sfalsato l'uno rispetto all'altro, di cui quello superiore mobile e quello inferiore fisso. Il semi-anello superiore è solidale ad un supporto metallico a forma di U rovesciata (1) in grado di traslare verticalmente lungo due guide cilindriche (2) vincolate alla struttura inferiore del sistema, cui è collegato tramite viti il semi-anello inferiore. Nella vista laterale di figura 4.1 è possibile notare come lo sfalsamento dei due semi-anelli generi un piano di taglio perfettamente definito: il gioco tra le due parti è di appena qualche decimo di millimetro. In posizione di riposo, la porzione

superiore del meccanismo viene mantenuta a distanza da quella inferiore tramite due molle di contrasto inserite nelle guide cilindriche.

Il provino multi-strato cilindrico deve essere inserito con l'asse orizzontale all'interno del dispositivo, fino a far coincidere il piano di interfaccia con quello di taglio. Il vincolamento della carota avviene tramite una vite di serraggio posteriore (4) colla quale un apposito semi-anello di contrasto viene abbassato fino a bloccare la parte posteriore della carota. Questa, nel caso di provini di altezza elevata, sarà adagiata sui supporti metallici (5) regolabili per non creare momenti non desiderati. La figura 4.2 mostra a sinistra il dispositivo collocato al di sotto del pistone di azionamento ed a destra un particolare dei due semi-anelli di taglio.

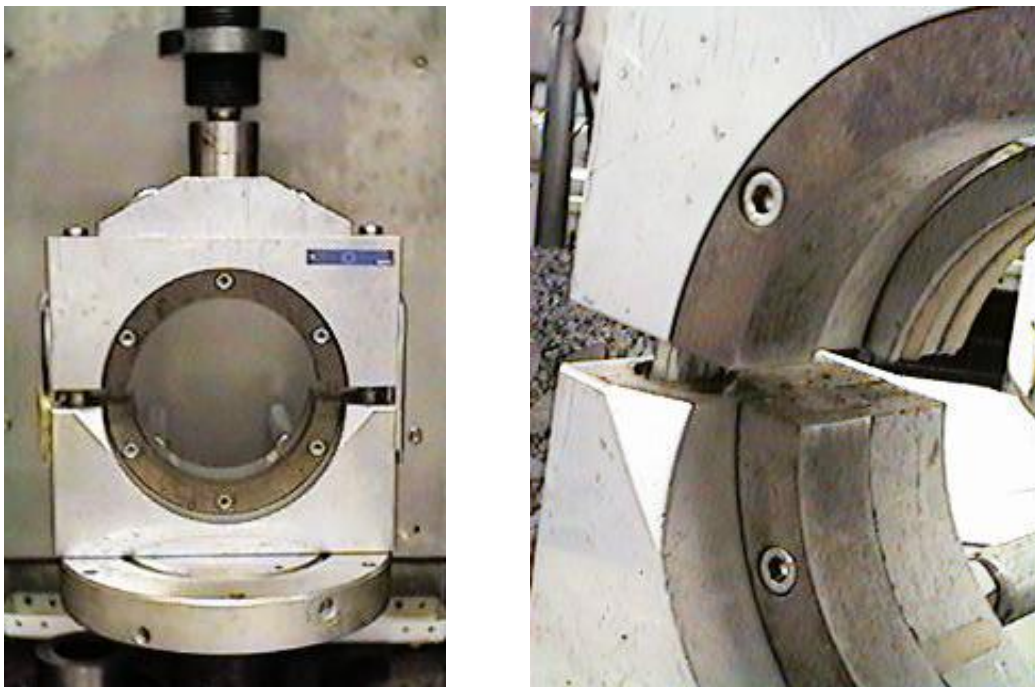


Figura 4.2: Dispositivo Leutner e particolare dei semi-anelli.

Il Leutner necessita, per essere azionato, di una pressa funzionante a controllo di velocità in grado di imprimere alla parte mobile superiore (1) uno spostamento di 50.1 millimetri al minuto verso il basso; essendo tale velocità identica a quella di una classica prova Marshall, ne consegue che, una qualsiasi pressa Marshall, può azionare il Leutner. Il pistone della pressa non insiste direttamente sul

dispositivo, ma ai fini di ovviare alle possibili eccentricità degli assi, tra i due contrasti si frappone una sfera od una semi-sfera in acciaio in grado di riallineare il carico. Dalle fotografie di figura 4.2 è ben visibile come i due semi-anelli metallici di taglio siano resi solidali ai supporti tramite viti a barilotto: la praticità di tale assemblaggio è legata alla possibilità di sostituire i semi-anelli all'occorrenza in funzione del diametro delle carote da sottoporre a prova. Tutta l'apparecchiatura può essere alloggiata per comodità all'interno di una cella climatica colla quale termostatare i campioni e condurre prove a temperature diverse da quelle standardizzate.

La procedura di prova, infatti, prevede che l'esecuzione del test avvenga su provini sottoposti a termostatazione secca alla temperatura di $20\pm 1^{\circ}\text{C}$ per almeno 12 ore. Nel caso in cui non si ricorra all'impiego di una cella climatica, la procedura vuole che tra l'operazione di estrazione della carota dall'ambiente climatizzato e la fine del test non trascorrono più di 10 minuti, ciò allo scopo di evitare condizionamenti termici che potrebbero falsare la prova.

Prima di inserire e bloccare la carota di prova nel Leutner, è raccomandabile eseguire l'operazione di individuazione della superficie di interfaccia tra gli strati, marcando con nastro adesivo la circonferenza corrispondente sulla superficie esterna della carota. Tale operazione, apparentemente semplice, può in alcuni casi dimostrarsi impegnativa ed è fondamentale per un corretto posizionamento del provino nel dispositivo. Dopo aver contrassegnato l'interfaccia e siglato gli strati, è possibile adagiare la carota orizzontalmente nel Leutner, avendo particolare cura nel fare combaciare il piano di taglio con la circonferenza appena marcata. Solitamente tale operazione deve tener conto anche dalla direzione di compattazione del conglomerato bituminoso in sito, cui è riferita una freccia opportunamente tracciata sulla superficie superiore dello strato, prima delle operazioni di carotaggio. Un controllo richiesto dalle istruzioni di prova richiede che il piano di interfaccia sia il più possibile

ortogonale all'asse longitudinale della carota: è ammessa una deviazione massima di 5 mm. Molti test non hanno successo proprio per il fatto che le carote non sono state prelevate correttamente o perché, anche nel caso in cui lo siano, le pendenze trasversali del conglomerato più superficiale sono tali da compromettere l'ortogonalità di cui sopra. La conseguenza di un non corretto posizionamento del provino entro il dispositivo di taglio, comporta l'applicazione dell'azione tagliente nel volume di uno dei due strati bituminosi a contatto e non in corrispondenza dell'interfaccia tra essi e la inutilità dei dati registrati. Una volta posizionata la carota e vincolata tramite la vite di serraggio posteriore, è possibile portare il semi-anello superiore di taglio a contatto con lo strato anteriore del provino somministrando un leggero pre-carico: in genere non più di 0.05 kN. A questo punto il test può avere inizio ed il pistone della pressa può avanzare alla velocità prestabilita fino a portare a rottura il provino. Un particolare accorgimento di sicurezza prevede di imporre l'arresto del pistone quando tra i due supporti metallici dei semi-anelli, si raggiunge una distanza inferiore ai 2 mm. In tale modo si evita che essi possano venire pericolosamente a contatto.



Figura 4.3: Leutner test prima e dopo l'esecuzione della prova.

La figura 4.3 mostra due fotografie scattate prima e dopo l'esecuzione di un Leutner test. In quella di destra è visibile in primo piano, la porzione anteriore di carota staccatasi dal resto del provino sotto l'azione tagliante del semi-anello superiore. Al termine della prova è possibile azzerare il carico ed estrarre la parte posteriore della carota nella quale possono essere presenti altre interfacce già marcate da sottoporre a prova.

Durante l'esecuzione del test, la resistenza del collegamento all'interfaccia tra gli strati viene registrata misurando, ad una frequenza prestabilita, il valore dello sforzo applicato dal pistone ed il corrispondente spostamento subito. Per fare questo, è necessario che la pressa di carico sia almeno dotata di una cella della capacità massima di 100 kN con relativo dinamometro e di un comparatore di spostamento verticale al centesimo di millimetro. La figura 4.4 riporta l'andamento di una tipica curva di rottura ottenibile da un Leutner test eseguito correttamente alla temperatura di 20°C.

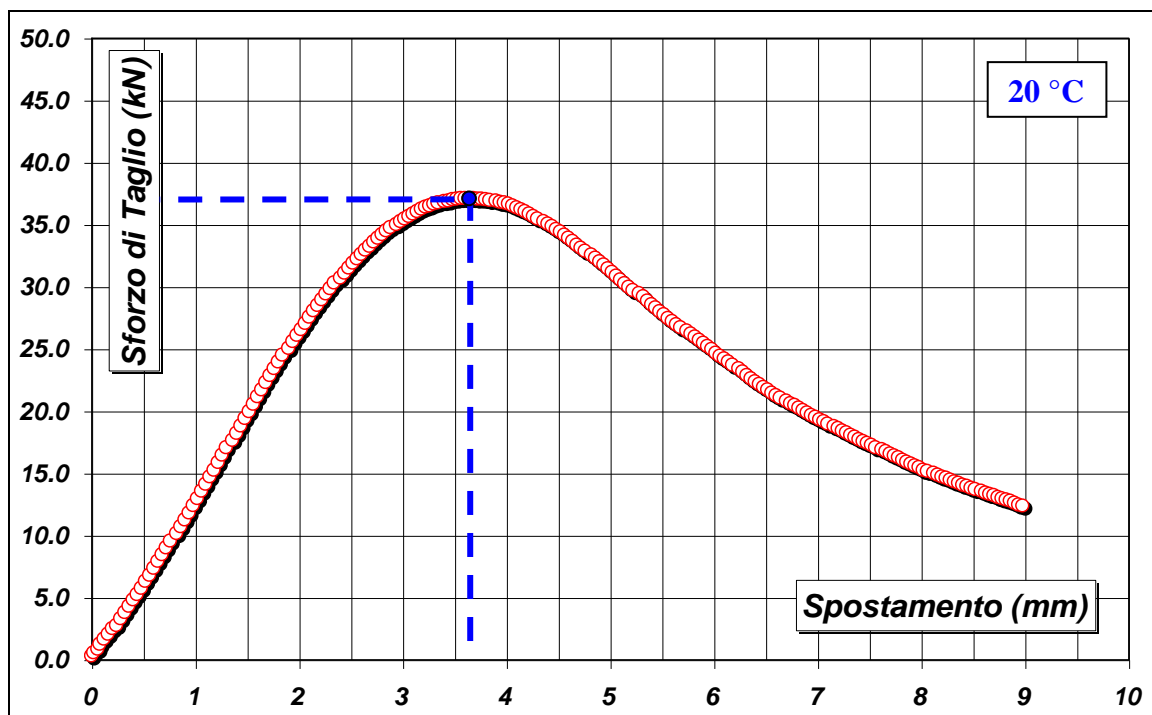


Figura 4.4: tipico andamento di una curva di rottura da Leutner test.

4.3 LEUTNER SHEAR TEST DINAMICO

Le interfacce degli strati bituminosi costituenti una pavimentazione stradale sono soggette all'applicazione di carichi di breve durata ogni qualvolta sul piano viabile transita un veicolo. Nel tempo, il susseguirsi e l'entità dei carichi da traffico è variabile, in funzione delle frequenze di transito e delle tipologie di mezzi transitanti. Si ritiene che ad ogni passaggio corrisponda uno scadimento delle proprietà meccaniche del materiale. Questo fenomeno, detto fatica, porta il materiale ad un lento deterioramento e quindi a rottura. Analizzare il comportamento a fatica è indispensabile almeno per due motivi: per interpretare al meglio il comportamento nel tempo delle pavimentazioni bituminose e per riuscire a progettare la struttura garantendone una maggior vita utile.

Questa tesi si propone di valutare, tramite una semplice prova a fatica, la resistenza del collegamento tra gli strati in conglomerato bituminoso con l'eventuale presenza di interstrati sintetici. Come detto in precedenza, un limite del Leutner statico, è appunto quello di applicare un carico costante che non rappresenta effettivamente le reali sollecitazioni in opera.

Il Leutner Shear Test dinamico viene invece condotto applicando al provino sforzi taglienti ripetuti nel tempo, registrando ad ogni ciclo la deformazione ottenuta dal coltello di taglio superiore. Tale configurazione di carico consente di sviluppare all'interno del provino tensioni di taglio ragionevolmente uniformi che portano il campione alla rottura per fatica all'interfaccia.

La rottura deve essere valutata in base ad uno specifico criterio. Essa è spesso considerata come coincidente con il momento in cui l'interfaccia non è più in grado di garantire il collegamento tra i due strati.

Per applicare al sistema Leutner il carico dinamico è stata utilizzata la pressa dinamica MatTA da 5 kN. Questa apparecchiatura è composta da una struttura di carico, un'unità pneumatica, un sistema computerizzato di acquisizione e controllo dati e una cella climatica con controllo della temperatura (figura 4.5).

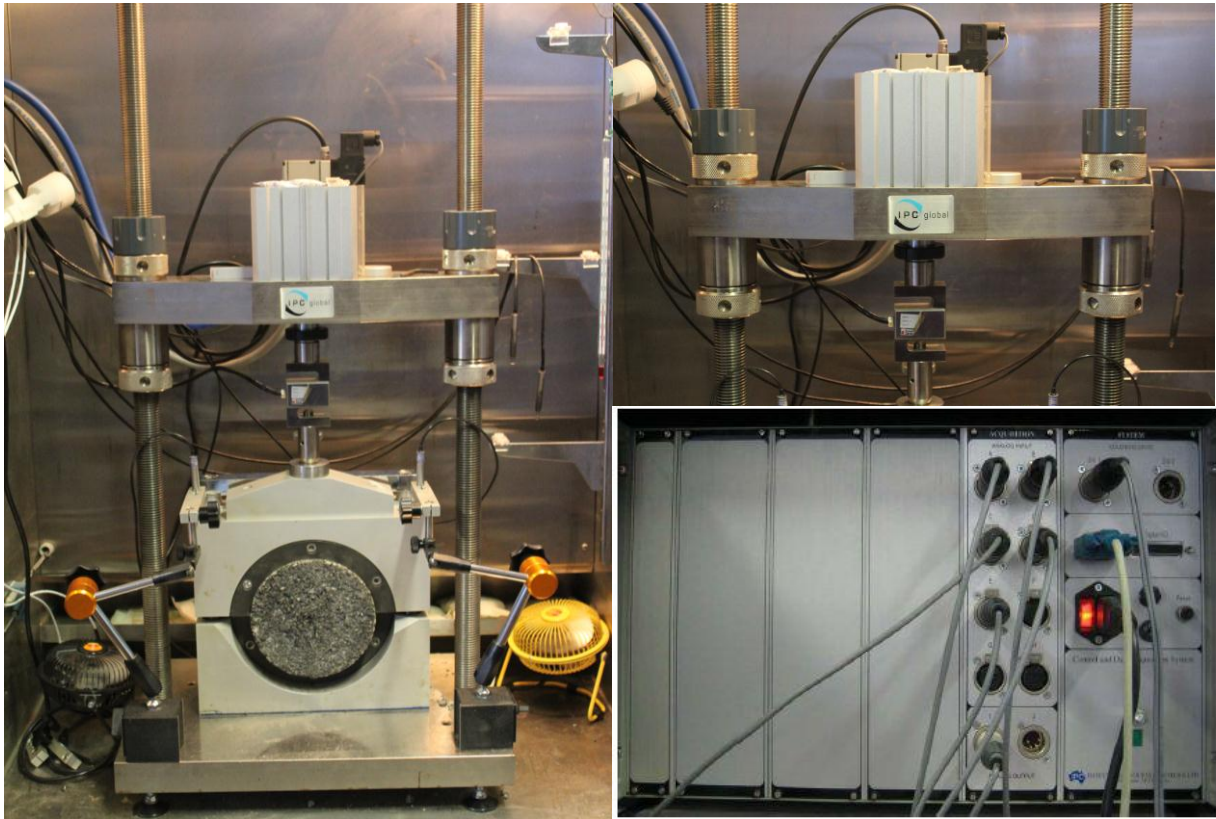


Figura 4.5: configurazione prova dinamica, particolare cella di carico e particolare unità di acquisizione dati..

Nella figura 4.5, nel particolare in alto a destra, vi sono: due montanti verticali, una trave di contrasto orizzontale e un attuatore pneumatico collegato ad un pistone per l'applicazione dei carichi verticali . Collegata al pistone vi è una cella di carico che trasmette le misure all'unità di controllo e acquisizione dati (figura 4.5, particolare in basso a destra).

La posizione della trave di contrasto può essere regolata a piacimento, purché sempre livellata e fissata saldamente, mediante serraggio manuale di dadi e controdadi zigrinati presenti su entrambi i montanti. In questo caso, è stata fissata un'altezza di 48 centimetri misurata dall'intradosso della trave di contrasto alla base di appoggio del Leutner, in modo da consentire al pistone di lavorare nel range ottimale.

La prova viene condotta ad una temperatura di 20° C, in questo modo è possibile mettere in relazione i risultati del test statico con quelli del test dinamico.

La forma dell'impulso di carico, descritta dal suo "rise-time", dipende dal controllo operato in continuo dalla cella di carico e dalla compressibilità dell'area presente all'interno dell'attuatore pneumatico il quale, tramite un pistone, consente l'applicazione di forze verticali. L'unità pneumatica è formata da una serie di elementi collegati tra loro da tubi in plastica e connessioni ad innesto rapido. L'aria entra quindi nell'attuatore di carico attraverso una valvola solenoidale che si apre e si chiude a seconda delle necessità. L'unità di controllo e acquisizione dati fornisce energia elettrica agli organi di controllo e permette di gestire la prova direttamente dal personal computer attraverso un software specifico.

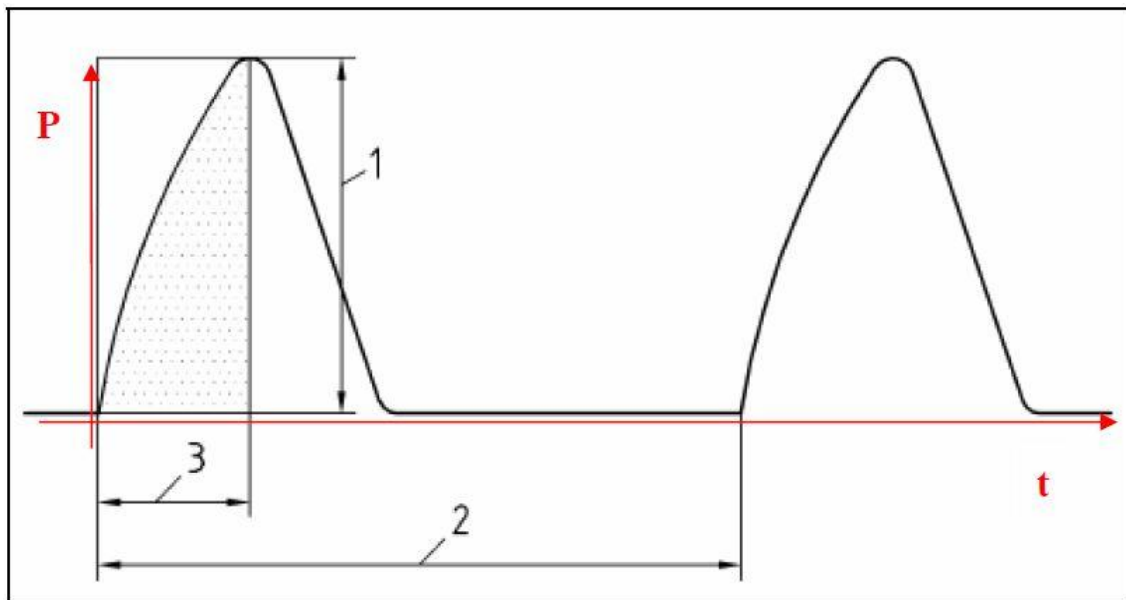


Figura 4.6: caratteristiche dell'onda di carico.

Il carico applicato avrà la forma di un impulso e sarà contraddistinto da tre parametri fondamentali (figura 4.6):

- 1) peak load (il carico massimo applicato ad ogni ciclo);
- 2) pulse repetition period (tempo che intercorre tra l'inizio di due impulsi consecutivi);
- 3) rise time (tempo trascorso tra l'inizio dell'impulso e il peak load);

Essendo una prova a carico controllato il peak load viene impostato all'inizio della stessa e si ripeterà pressoché costante per tutta la durata del test. La tensione di taglio applicata all'interfaccia del provino (τ) sarà data dal carico massimo applicato (Q [kN/mm²]) diviso l'area della sezione del provino (πr^2 [mm²]), secondo la semplice formula seguente:

$$\tau = \frac{Q}{\pi r^2} [kPa]$$

Le carote bistrato vengono fissate come per il test Leutner statico, assicurandosi che l'interfaccia si trovi nella posizione corretta. A questo punto è possibile posizionare il Leutner all'interno della pressa dinamica, controllando che l'attuatore sia appoggiato nella sede corretta, in modo da consentire l'applicazione del carico. Si procede posizionando due LVDT, questi vengono posti in modo da misurare l'accumulo della deformazione verticale del provino sottoposto al carico (figura 4.7).



Figura 4.7: posizionamento LVDT e particolare LVDT.

La prova termina quando gli LVDT misurano un abbassamento totale di 9 millimetri, che è anche il limite superiore della deformazione misurabile, oppure quando si ha il distacco fisico tra i due strati del provino. Il raggiungimento della deformazione limite e la rottura fisica del provino, non rappresentano però il criterio di rottura adottato in questa prova di resistenza a fatica, il quale verrà illustrato nei paragrafi successivi.

I dati di output vengono salvati sul computer collegato alla pressa dinamica, questi forniscono le informazioni relative al carico applicato ed allo spostamento verticale misurato dagli LVDT in funzione del numero di cicli. Il carico, dopo una fluttuazione iniziale dovuta all'assestamento dell'unità pneumatica, non presenta particolari variazioni e la pressa riesce a fornire un carico costante ed uniforme.

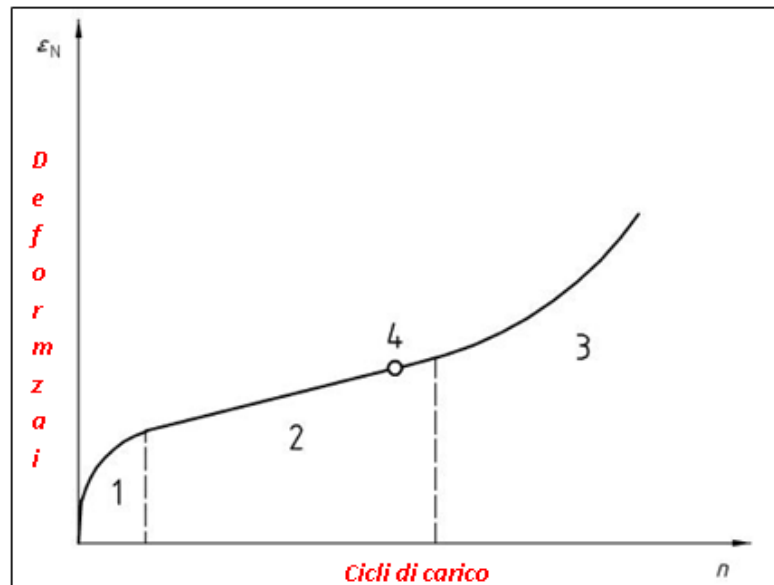


Figura 4.8: curva di rottura.

La curva che si ottiene ha un andamento caratterizzato da tre fasi tipiche delle prove di fatica (figura 4.10):

- Fase 1: inizialmente si ha uno scorrimento del piano di taglio repentino, contraddistinto da una pendenza della curva molto elevata. Questa diminuisce molto velocemente fino a stabilizzarsi nel momento in cui comincia la seconda fase: è possibile definire questa fase come un assestamento iniziale, sia del carico della macchina, che in questa fase raggiunge un picco più elevato, sia del provino stesso, con l'innescò del piano di taglio.
- Fase 2: il provino si è stabilizzato ed esplica ora la maggior resistenza individuabile dalla minore pendenza della curva di deformazione. Il carico

agisce sul piano di scorrimento innescatosi nella prima fase. Il punto critico si ha in corrispondenza del punto 4, quello in cui cambia la concavità della curva: in questo punto viene individuata la rottura del provino.

- Fase 3: sia ha un aumento della deformazione più che proporzionale al numero di cicli di carico.

Il criterio di rottura individuato, si basa quindi sull'individuazione del cambio di concavità della curva. Per fare ciò viene calcolato un parametro che mette in relazione il numero di cicli (N) e lo scorrimento del provino (ΔS [mm]):

$$K = \frac{N}{\Delta S} \quad [\text{numero di cicli/mm}]$$

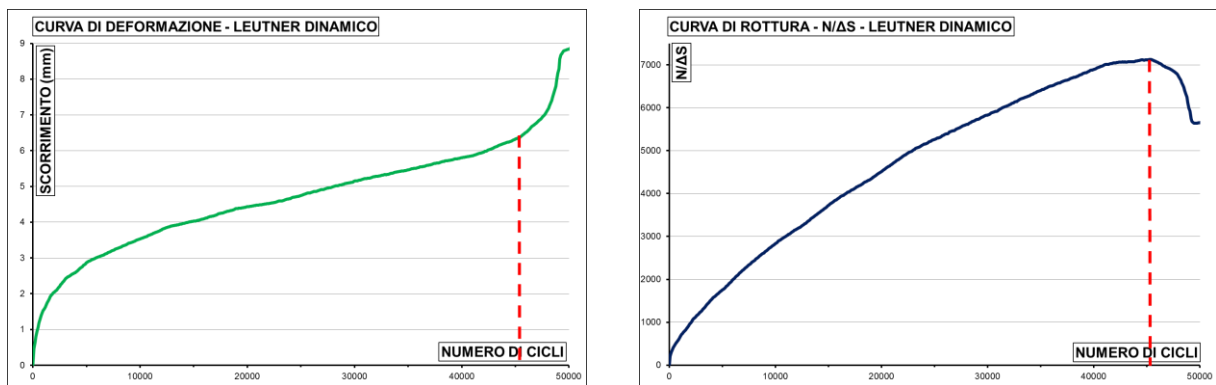


Figura 4.9: curva di deformazione e curva di rottura Leutner dinamico.

In figura 4.9 sono rappresentate la curva di deformazione a sinistra e la curva di rottura a destra. Nella fase 1 e nella fase 2 si ha un andamento crescente della curva del parametro K, questo perché l'aumento della deformazione è proporzionale all'aumento del numero di cicli. In corrispondenza del cambio di concavità della curva di deformazione, il valore di K assume un andamento decrescente dovuto all'aumento più che proporzionale dello scorrimento rispetto al numero di cicli. Il punto di massimo della curva $N/\Delta S$ individua quindi il punto di rottura.

Lo scopo di questa prova è quello di tracciare le curve di fatica delle interfacce tra i diversi strati della pavimentazione, per fare ciò è necessario condurre un

numero significativo di test a diverse tensioni di taglio. Il numero di tali test dovrà essere consistente, in quanto l'introduzione della prova dinamica non elimina i problemi derivanti dalla difficoltà di posizionamento dei provini.

In questo capitolo è stata descritta la prova Leutner nella configurazione statica e nella configurazione dinamica. Le procedure illustrate serviranno per realizzare le prove oggetto dello studio. I passaggi che hanno portato alla realizzazione della fase sperimentale verranno illustrati nel prossimo capitolo, nel quale verranno anche resi noti i risultati ottenuti dai test di laboratorio.

CAPITOLO 5

FASE SPERIMENTALE

5.1 INTRODUZIONE

La sperimentazione oggetto della presente tesi di laurea magistrale è stata resa possibile dalla collaborazione con Sintexcal SpA, azienda con esperienza venticinquennale nella realizzazione di pavimentazioni stradali. La collaborazione nasce dall'esigenza da parte della ditta di testare membrane bituminose in grado di assolvere alla funzione di rinforzo e da impiegare in interventi di rifacimento degli strati superficiali delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso.

L'utilizzo di queste membrane comporta vantaggi e svantaggi ancora oggi allo studio dei ricercatori. L'evolversi dei prodotti industriali e delle loro tecnologie di applicazione necessita di nuovi strumenti atti a valutare il loro comportamento in opera.

Uno dei problemi più dibattuti in merito è senz'altro quello di quantificare l'influenza della membrana sul collegamento tra gli strati. Per fare ciò, è necessario sviluppare prove in grado di valutare la resistenza nel tempo del collegamento delle interfacce sottoposte a carichi dinamici, simili a quelli prodotti dal traffico stradale.

La prova di taglio Leutner dinamica ha come obiettivo quello di valutare la resistenza nel tempo sotto carico ciclico e quindi la vita a fatica, delle interfacce delle pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso.

In questo capitolo si illustrano le fasi di realizzazione del sito sperimentale presso al sede della Sintexcal di Ferrara e si presentano i risultati delle prove di taglio Leutner nelle due configurazioni: statica e dinamica.

Lo svolgimento della sperimentazione è avvenuto in due fasi principali.

La prima fase ha previsto la realizzazione di un campo sperimentale, in cui è stato simulato un intervento di manutenzione superficiale con la posa di un conglomerato di usura su binder con diverse interfacce di collegamento.

Nella seconda fase, realizzata presso il Laboratorio di Strade DICAM dell'Università di Bologna, sono state effettuate le prove di taglio statiche e dinamiche sui provini cilindrici bistrato prelevati in sito.

5.2 REALIZZAZIONE DEL SITO SPERIMENTALE

L'area per la realizzazione del sito sperimentale è stata individuata in un piazzale chiuso al traffico, adiacente alla sede della Sintexcal di Ferrara, su di una pavimentazione esistente realizzata con uno strato di binder senza lo strato di finitura superficiale di usura.

Una volta effettuata la pulizia accurata della superficie con motoscope, il campo di prova è stato suddiviso in cinque settori, secondo lo schema di figura 5.1.

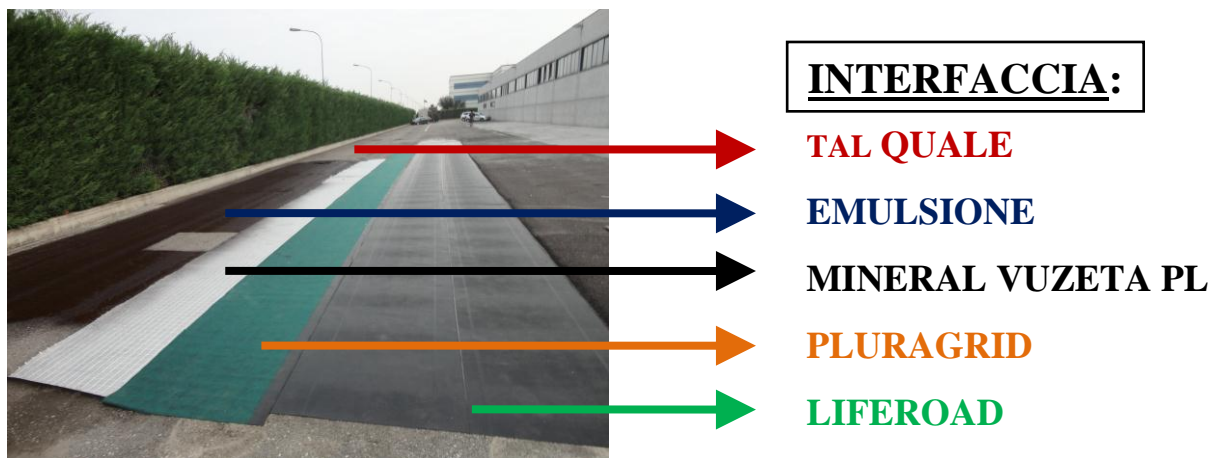


Figura 5.1: schema del campo sperimentale

Ogni settore è caratterizzato da una diversa interfaccia di collegamento tra binder ed usura. Sono stati impiegati tre interstrati sintetici differenti: Liferoad, Pluragrid e Mineral Vuzeta PL. Le membrane vengono fornite in rotoli. In particolare sono stati stesi: un rotolo di Mineral Vuzeta PL, un rotolo di Pluragrid e due rotoli di Liferoad. Su quest'ultimo interstrato è stato possibile testare la resistenza al taglio della sovrapposizione tra due rotoli adiacenti.

Per le specifiche tecniche di queste membrane si rimanda al paragrafo 5.3 sulle caratteristiche dei materiali impiegati.



Figura 5.2: fasi di stesa dell'emulsione bituminosa

Su un settore della pavimentazione è stata applicata emulsione bituminosa in ragione di 680 grammi al metro quadrato. L'applicazione è stata effettuata con un camion cisterna munito di sbarra spruzzatrice.

La misura di controllo del quantitativo applicato è stata effettuata tramite pesata differenziale di un cartone asciutto con superficie di un metro quadrato posto a terra durante il passaggio della spruzzatrice. Nella figura 5.2 sono illustrati alcuni particolari della fase di spruzzatura.

Una volta evaporata l'acqua, ovvero alla completa rottura dell'emulsione è stato steso, tramite vibrofinitrice, uno strato di usura classico di 4 centimetri. Si è proceduto quindi alla compattazione dello strato superficiale con rullo vibrante. Prima dell'applicazione del conglomerato bituminoso sono stati posti dei riferimenti colorati a terra per l'individuazione dei cinque settori.

In figura 5.3 sono illustrate le fasi principali della realizzazione dello strato di usura:

- il posizionamento della vibrofinitrice;
- il carico del conglomerato bituminoso caldo, mediante pala meccanica, sulla tramoggia della vibrofinitrice;
- l'inizio della stesa del conglomerato;
- la rullatura mediante rullo vibrante.



Figura 5.5: fasi di stesa del conglomerato bituminoso.

Al termine dei lavori di pavimentazione, si è proceduto al controllo visivo della del manto di usura steso per individuare eventuali irregolarità.

Il prelievo dei campioni cilindrici bistrato dal campo sperimentale, il quale non è sottoposto a traffico veicolare, è stato effettuato dopo dieci giorni, per consentire l'assestamento dei materiali posati. Il carotaggio è stato eseguito tramite carotatrice a motore munita di carrello (figura 5.4). Questa apparecchiatura consente di prelevare carote di diametro pari a 150 millimetri.



Figura 5.4: carotatrice a motore carrellata

L'operazione di carotaggio è stata effettuata su tutti i cinque settori del campo di prova individuati dagli indicatori colorati posti a terra.

Oltre ai cinque settori, è stato effettuato il carotaggio sulla striscia di sovrapposizione tra i due rotoli di Liferoad contigui, in modo da ottenere provini con l'interfaccia composta da un doppia membrana.

In particolare sono stati prelevati un totale di 97 campioni, rispettivamente:

- 31 campioni con interfaccia in emulsione bituminosa;
- 30 campioni con interfaccia in Liferoad;
- 9 campioni con interfaccia in doppio strato di Liferoad;
- 27 campioni con interfaccia in Pluragrid.

Il prelievo dei provini ha consentito di effettuare alcune osservazioni:

- durante il carotaggio dell'interstrato in Liferoad il motore della carotatrice andava sotto sforzo quando la corona circolare raggiungeva l'interstrato. Questo è dovuto all'alta percentuale di bitume contenuta nella membrana che tende ad impastare la corona di taglio della carotatrice, rendendo le operazioni più difficoltose;
- non è stato possibile effettuare il carotaggio del settore senza interstrato, tal quale, in quanto la sua resistenza al taglio era talmente bassa che la sola vibrazione della carotatrice ne causava la rottura;

- il carotaggio del settore con membrana Mineral Vuzeta PL, è risultato impossibile per le stesse motivazione del punto precedente;
- durante il prelievo di campioni con emulsione si sono riscontrate alcune rotture dei provini con distacco dello strato di usura. Questo fa intuire che la mano di attacco in emulsione bituminosa non abbia esplicato pienamente il suo effetto.

In figura 5.5 è possibile notare il particolare di alcuni provini in cui si è verificata la rottura in fase di carotaggio.



Figura 5.5: provini con difetti evidenti durante il carotaggio

L'estrazione dei provini ha quindi fornito campioni di prova per soli 3 settori, con quattro tipi di interstrato. Le carote sono state catalogate tramite una sigla che ne individua la provenienza ed un numero progressivo. Per ogni campione è stata misurata l'altezza dello strato di usura. La classificazione adottata suddivide i provini in:

- EMU: provini con interfaccia in emulsione bituminosa;
- BIA: provini con interfaccia in Liferoad;
- BIS: provini con interfaccia composta da doppia membrana Liferoad;
- VER: provini con interstrato Pluragrid.

In figura 5.6 sono visibili le carote estratte durante il primo carotaggio, divise per tipo. Successivamente sono stati necessari altri quattro prelievi di campioni per un totale di 97 campioni estratti.

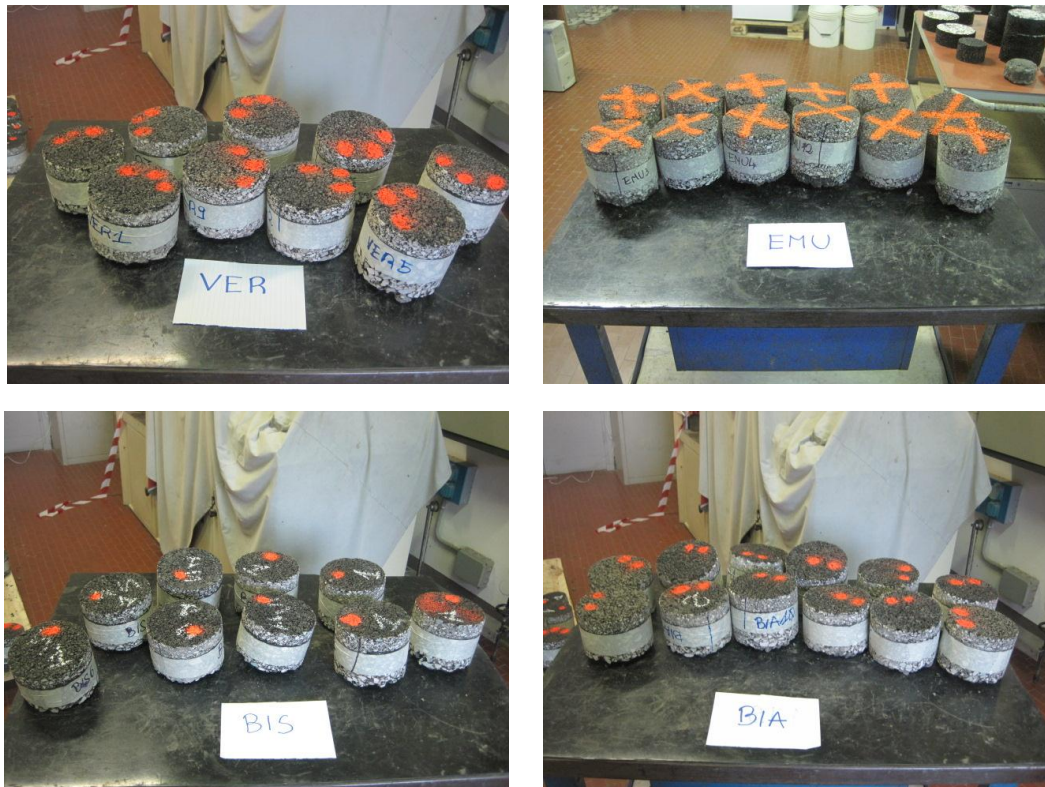


Figura 5.6: provini prelevati durante il primo carotaggio.

All'arrivo in laboratorio, i provini sono stati fatti asciugare su bancali. Una volta asciutti, per facilitare l'individuazione dell'interfaccia e quindi del piano di taglio ideale, è stato applicato del nastro adesivo su tutta la circonferenza, in corrispondenza dell'interfaccia stessa. Questa operazione facilita notevolmente il posizionamento dei provini nell'elemento di serraggio del Leutner Shear Test. Prima di essere sottoposti a prova di taglio i provini vengono termostati in cella climatica a 20°C per almeno 24 ore.

5.3 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Nel paragrafo precedente sono state trattate le fasi preliminari di realizzazione del campo sperimentale e la fase esecutiva. Inoltre sono state illustrate le modalità di prelievo dei campioni. Nel presente paragrafo vengono analizzate nel dettaglio le caratteristiche dei materiali impiegati.

5.3.1 Strato di binder

La pavimentazione su cui viene realizzato il campo sperimentale è composta da un conglomerato bituminoso di tipo binder con idonea regolarità superficiale, senza la presenza di buche o avvallamenti. In figura 5.7 è illustrata la curva granulometrica ricavata presso il Laboratorio di Strade dell'Università di Bologna secondo la norma CNR BU 23.

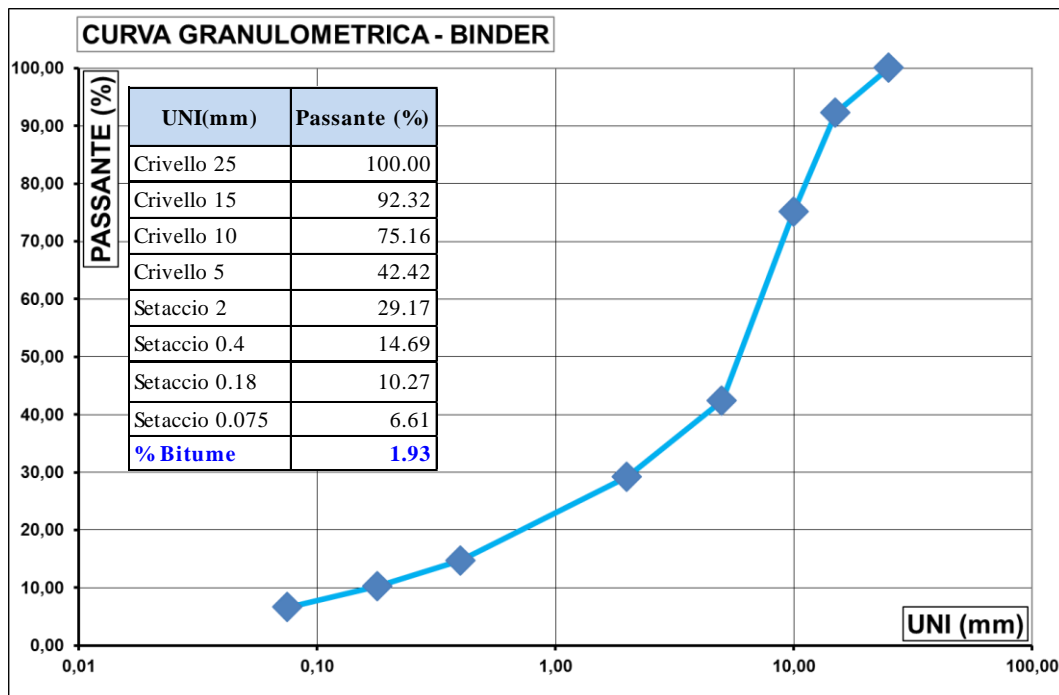


Figura 5.7: curva granulometrica binder.

La massa volumica della miscela di aggregati è stata calcolata secondo normativa UNI 8520 ed è risultata di 2,712 grammi/cm³.

L'estrazione del bitume con trielina (CNR BU 38) ha evidenziato una bassa percentuale di bitume sugli aggregati: 1,93%.

5.3.2 Strato di usura

Lo strato di usura è stato realizzato nell'impianto di confezionamento della Sintexcal contiguo al campo sperimentale. Il trasporto del conglomerato caldo è avvenuto tramite pala meccanica.

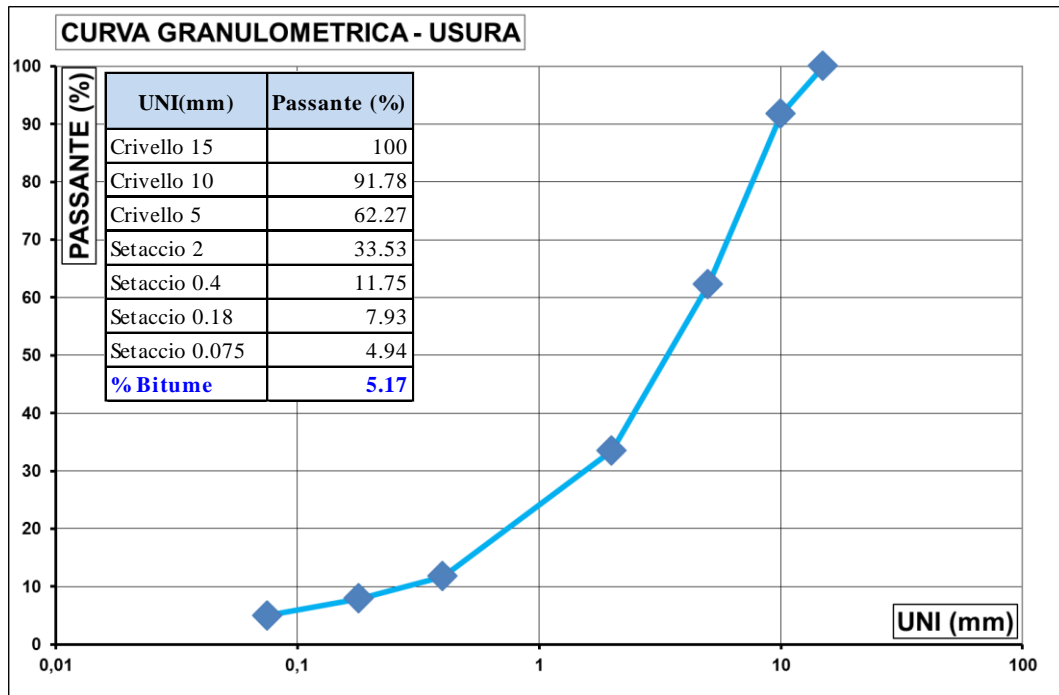


Figura 5.8: curva granulometrica usura.

Analogamente a quanto fatto per il binder, le caratteristiche della miscela sono state ricavate in laboratorio. In figura 5.8 è rappresentata la curva granulometrica del conglomerato bituminoso di usura.

La percentuale di bitume sugli aggregati è del 5.17% (CNR BU 38), quindi idonea per uno strato di usura e la massa volumica è di 2,706 grammi/cm³ (UNI 8520)

5.3.3 Mano di attacco in emulsione bituminosa

L'emulsione impiegata è prodotta dalla Valli Zabban SpA. Si tratta di un'emulsione cationica di bitume distillato a media rottura di tipo IDROBIT 55, composta per il 45% di acqua e per il 55% di legante bituminoso. Il legante

presenta un valore di penetrazione di 90 dmm e una temperatura di rammollimento di 45°C.



Figura 5.9: dettaglio della stesa di emulsione.

Come detto in precedenza, per misurare il quantitativo di emulsione applicata è stato impiegato un metodo semplice e di facile applicazione: si ritaglia un pezzo di cartone quadrato con lato di un metro, in questo modo la sua area sarà pari ad un metro quadrato. Una volta pesato, il cartone viene posto lungo il percorso della barra spruzzatrice, così che riceva la quantità di emulsione proporzionale alla propria area. Subito dopo l'applicazione il campione viene prelevato, facendo attenzione che il materiale sulla sua superficie non venga disperso e si procede alla pesatura. Risulta importante effettuare quest'operazione pochi istanti dopo la spruzzatura, in modo da non avere un calo di peso dovuto all'evaporazione. La quantità di emulsione sarà calcolata per differenza tra il peso prima e dopo l'applicazione. Il peso calcolato è pari alla quantità di emulsione per ogni metro quadrato. Dalla misura effettuata, risultano applicati 680 grammi di emulsione per metro quadrato. Essendo la percentuale di bitume del 55%, è possibile calcolare il residuo di bitume anidro sulla pavimentazione, che è di 370 grammi al metro quadrato.

Dalla figura 5.9 è possibile notare come la spruzzatura non sia stata uniforme. Questo potrebbe introdurre un possibile fattore di disomogeneità nei risultati ottenuti dalle prove di taglio.

5.3.4 Liferoad

Il Liferoad o Stratos ARS 5.0 è una membrana composta da un compound autoadesivo bituminoso, rinforzato da una rete in fibra di vetro ad alto carico di rottura.

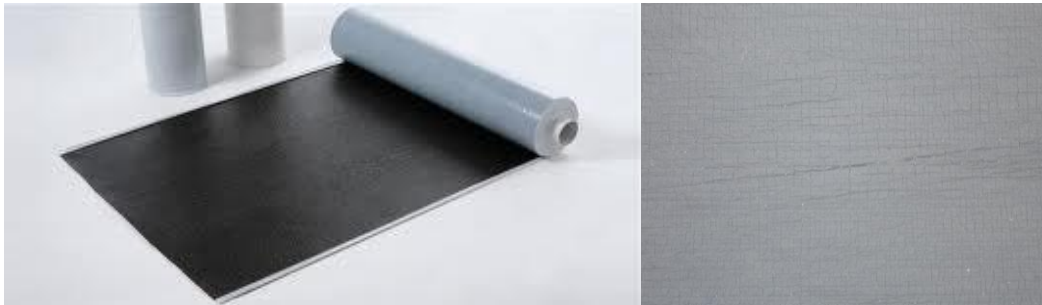


Figura 5.10: rotolo di Liferoad e dettaglio della superficie della membrana.

Realizzata dalla ditta Isoltema SpA, è pensata per l'impermeabilizzazione, il rafforzamento e la ripartizione dei carichi laddove il manto stradale debba essere ripristinato. Essa consente di recuperare l'esercizio di strade con ammaloramenti dovuti a usura e sovraccarico, che hanno causato buche o fessure a pelle di cocodrillo. In particolare la sua applicazione può essere prevista in interventi di manutenzione superficiale con effetto di anti-reflective cracking.

La membrana Liferoad è autoadesiva a freddo e non aderisce alle ruote dei mezzi d'opera: è quindi estremamente facile e veloce da posare, garantendo una perfetta stesa del tappeto di usura. Per una corretta posa, occorre che la superficie sia asciutta ed eventuali buche o ammanchi del sottofondo devono essere riempiti.

Ha uno spessore di 1.5 millimetri, è fornita in rotoli di 20 metri e deve essere stesa nel senso di marcia. La sovrapposizione minima tra rotoli adiacenti deve essere nell'ordine di 5/8 centimetri.

5.3.5 Pluragrid

La membrana Pluragrid è un rinforzo composito a diaframma impermeabilizzante adesivo prefabbricato, con funzione di ripartizione dei

carichi e di tenuta. La base polimerica sviluppa il potere adesivo per trasferimento di calore ed è perfettamente compatibile con tutti i tipi di conglomerato bituminoso.

Il supporto di rinforzo è costituito da un tessuto minerale composito, con elevate caratteristiche meccaniche ed eccellente stabilità dimensionale.

La faccia superiore di rinforzo è protetta con tessuto non tessuto di fibre polimeriche, mentre la faccia inferiore è provvista di un film in materiale termoplastico asportabile.

Per le sue caratteristiche Pluragrid può essere utilizzata con efficacia quando interposta tra vari strati di conglomerato bituminoso, con funzione impermeabilizzante e di rinforzo (ripartizione dei carichi), nonché per l'impermeabilizzazione di una vasta gamma di opere civili ed industriali, in particolar modo quelle sottoposte a notevoli sollecitazioni di natura meccanica.

In virtù della sua particolare progettazione, sviluppa il suo potere adesivo saldandosi al supporto durante la posa a caldo del conglomerato bituminoso.

L'applicazione viene eseguita a freddo e le caratteristiche di adesione rendono immediatamente carrabile la strada ai mezzi di cantiere. La presenza del rinforzo consente di distribuire e ridurre le tensioni indotte dal carico applicato. A seguito della posa di uno strato di conglomerato bituminoso a caldo chiuso di almeno 3 cm, sviluppa la sua resistenza al taglio.

Alla fine della vita utile della pavimentazione, sarà possibile fresare l'interstrato sintetico insieme agli strati di conglomerato.

Lo spessore della membrana è di 2.5 mm ed è fornito in rotoli di 15 metri di lunghezza ed 1 metro di larghezza. In fase di posa deve essere stesa, come nel caso del Liferoad, nel senso di marcia, su una superficie quanto più regolare, senza buche, asciutta e ben pulita.

5.3.6 Mineral Vuzeta PL

Le membrane Mineral Vuzeta PL sono progettate per l'impiego in opere civili come strati a finire o come sottostrati per coperture discontinue. Il compound costituente la massa impermeabilizzante è formato da una miscela di bitume distillato residuo vuoto modificato con polimeri plastomerici a base di polipropilene atattico, polipropilene isotattico e compatibilizzanti sintetici e filler inerti stabilizzanti. L'armatura è costituita da un tessuto non tessuto di poliestere stabilizzato con vetro imputrescibile che conferisce discrete caratteristiche meccaniche, discreto allungamento a rottura, ottima stabilità dimensionale.

La membrana Mineral Vuzeta PL è trattata sulla faccia superiore con scaglie di ardesia, naturale o colorata, o granuli ceramizzati. La faccia inferiore è trattata con film sfiammabile in poliestere.

Come accennato in precedenza, questa membrana non presenta caratteristiche di adesione tali da essere impiegata tal quale in opera, infatti non è stato possibile estrarre campioni bistrato integri. In futuro potrebbe essere studiato l'impiego della stessa con l'applicazione di una mano di attacco in emulsione bituminosa o di un primer di adesione, così come indicato nelle specifiche tecniche.

5.4 PROVA LEUTNER STATICA

5.4.1 Introduzione

Il test di taglio Leutner, descritto nel capitolo precedente, è stato effettuato sui campioni prelevati dal campo sperimentale. Il numero dei test svolti è stato consistente, per via dei problemi intrinseci della prova Leutner legati al corretto posizionamento del provino nell'elemento di serraggio.

I risultati delle prove statiche sono stati condizionati negativamente dalla scarsa percentuale di bitume e dall'elevata porosità del conglomerato bituminoso dello strato di binder. I provini con emulsione bituminosa hanno presentato un'alta variabilità di risultati, dovuta probabilmente alla disomogeneità della spruzzatura. Inoltre, questi fattori hanno determinato l'impossibilità di prelevare campioni idonei dal settore del campo sperimentale in cui non era stata applicata la mano di attacco.

5.4.2 Definizione dei parametri della curva di rottura

Per definire una chiave di lettura dei risultati ottenuti che non si limitasse solamente all'individuazione dei valori di picco delle curve (τ – spostamento) ed al loro confronto reciproco, si è fatto ricorso al calcolo di alcuni parametri geometrici in grado di descrivere gli andamenti delle curve di rottura nel loro complesso. Tali parametri sintetizzano il comportamento d'insieme della prova e possono anche essere impiegati per trarre alcune indicazioni circa le effettive condizioni di resistenza del collegamento in esame, durante le diverse fasi della sua vita in esercizio.

I parametri che è possibile calcolare sono quattro ed identificano rispettivamente la pendenza iniziale della curva di carico, la pendenza della secante al picco di rottura, la distanza dall'origine degli assi dallo stesso picco e la pendenza della curva in seguito alla rottura.

Il primo parametro scelto deriva dalla caratterizzazione delle condizioni di collegamento di interfaccia espresse tramite il valore del cosiddetto Modulo di Reazione Orizzontale (K) proposto da Goodman [1] nel 1968 ed in seguito ripreso da Uzan [3] per la caratterizzazione dei suoi studi. Il Modulo (K) rappresenta il coefficiente che lega, secondo la legge di Goodman, il valore delle tensioni tangenziali (τ) all'interfaccia, con quello dei corrispondenti spostamenti relativi (Δs) tra gli elementi a contatto. Sulle curve di rottura ottenute dalle prove di taglio diretto condotte su provini doppio strato di conglomerato bituminoso, Uzan ha calcolato i valori di (K) in corrispondenza dello spostamento iniziale (δ) tra gli elementi pari a 0.13 mm. Il motivo di uno spostamento di calcolo così basso, è legato alla definizione stessa di (K), essendo esso il legame tra le tensioni tangenziali e gli spostamenti relativi che si verificano nel modello, a partire dalla condizione iniziale di riposo ovvero, la condizione che si ha in sito, non appena è stata ultimata la costruzione della pavimentazione. Ecco che dunque, il parametro (K) così calcolato, mostra quale possa essere il comportamento resistente del collegamento di interfaccia alla prima somministrazione di carico tagliente quale ad esempio, quella rappresentata da un mezzo pesante in fase di frenatura. Nell'analisi dei dati della presente sperimentazione si sono restituiti i valori di (K_i) calcolati per uno spostamento iniziale (δ) di 0.1 mm.

Il secondo parametro adottato corrisponde, come detto, alla pendenza della retta secante la curva (τ – spostamento) in corrispondenza del picco di rottura. In pratica, il parametro (K_{sec}) scelto è rappresentato dal rapporto tra il valore di (τ_{picco}) e quello di (Δs_{picco}). Per identificare compiutamente la posizione del picco di rottura, si sfrutta anche il valore del modulo (m) del vettore di picco che individua il massimo della curva a partire dall'origine degli assi. Con riferimento al significato attribuibile ai parametri (K_{sec}) ed (m), in relazione alle condizioni di resistenza del collegamento in esercizio, si può ritenere che essi

esprimano, in un certo qual modo, la risposta che il collegamento tra gli strati bituminosi offre alle applicazioni ripetute del carico orizzontale di cui sopra, successive alla prima. In sostanza, tali parametri forniscono una indicazione circa la capacità più o meno spiccata che il collegamento in esame ha, di resistere nel tempo ai carichi orizzontali esterni.

Il quarto ed ultimo parametro è identificato nella pendenza che la curva di prova assume successivamente al picco di rottura. Il valore di (p) è negativo essendo decrescenti i valori di resistenza al taglio offerti dal collegamento all'interfaccia in seguito alla rottura nella prova di taglio diretto. Il parametro (p) può essere pensato come la rappresentazione delle condizioni di resistenza residue del collegamento in esercizio, una volta che si è verificata la rottura. Esso descrive, in pratica, la resistenza che il collegamento offre all'applicazione di carichi esterni orizzontali successivi a quello che ha determinato la rottura all'interfaccia, ossia, se si vuole, la tendenza al distacco della porzione superiore di conglomerato bituminoso del pacchetto. Nella sperimentazione p è stato calcolato come la pendenza della retta che collega il picco di rottura con il punto in cui termina la curva di rottura. Questo metodo di calcolo non risulta propriamente corretto, ma fornisce indicazioni generali sul comportamento post rottura.

La figura 5.11 rappresenta una tipica curva di rottura ottenuta da una prova di taglio con Leutner Shear test statico ed espressa in termini di tensioni taglianti medie all'interfaccia. Sulla stessa sono stati identificati i quattro parametri geometrici teste descritti.

I risultati ottenuti dalle prova di taglio statiche verranno commentate avvalendosi dei moduli di reazione orizzontale, sia iniziale, sia secante. Inoltre verranno confrontati i valori del parametro p , in particolare per quel che riguarda il segno positivo o negativo. Questi parametri consentono di valutare come la rigidità del materiale varia durante l'esecuzione della prova.

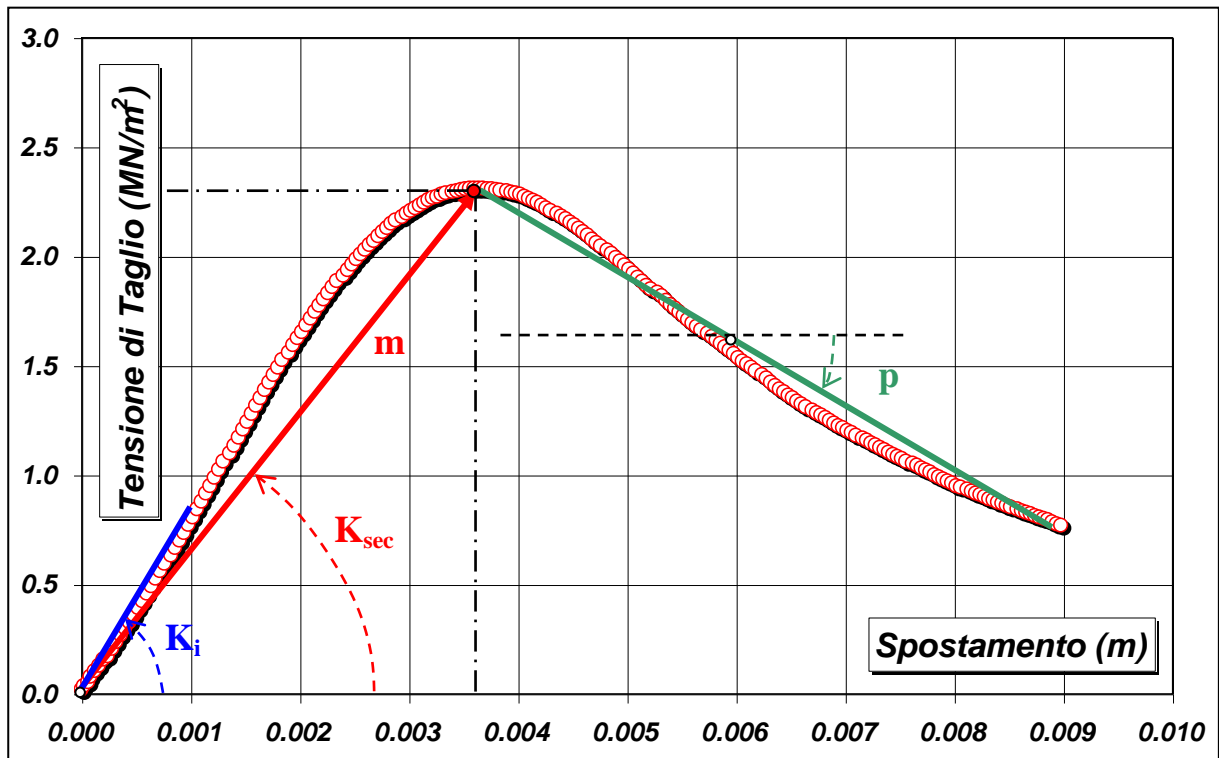


Figura 5.11: Identificazione dei parametri geometrici per la caratterizzazione delle curve (τ – spostamento) ottenute.

5.4.3 RISULTATI DELLE PROVE LEUTNER STATICHE

5.4.3.1 Prove statiche su interfaccia in emulsione bituminosa

L'estrazione delle carote prelevate dalla sezione del campo sperimentale in cui era stata applicata l'emulsione bituminosa è risultata difficoltosa, in quanto, nonostante le cautele adottate, si è riscontrato in diversi casi il distacco dello strato di usura dal binder all'interno del carotatore.

Sono stati sottoposti alla prova Leutner statica più di 20 provini di tipo EMU. Alcuni di questi test tuttavia hanno dato esito negativo, presentando valori di picco troppo elevati a causa dell'errato posizionamento nell'elemento di serraggio. Altri test invece hanno dato valori di resistenza minimi, a causa di

difetti intrinseci dovuti alla scarsità ed alla disomogeneità della mano di attacco in emulsione bituminosa.

I dati sono stati vagliati scartando i valori causati da difetti di posizionamento nell'elemento di serraggio. Nel caso di collegamento troppo debole non è stato possibile effettuare la misurazione.

Il grafico di figura 5.12 riporta le curve τ -spostamento ritenute attendibili.

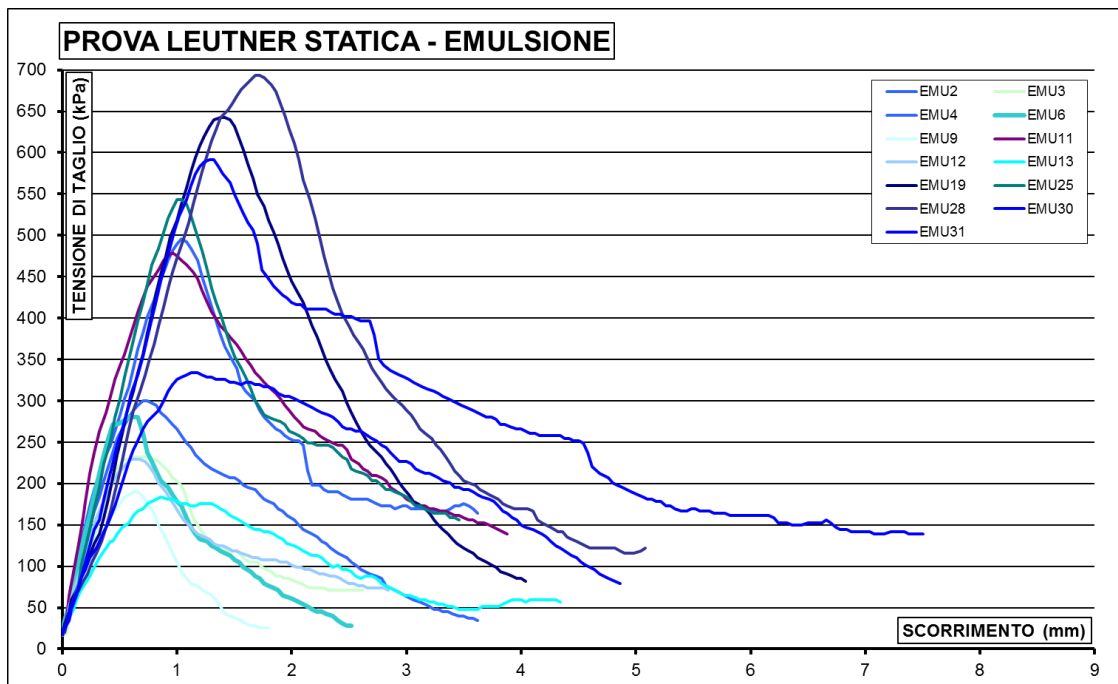


Figura 5.12: curve (τ -spostamento) ricavate dai test Leutner statici emulsione.

Come è facilmente deducibile vi è un'alta dispersione dei dati. Questo risulta ancora più evidente nella tabella di figura 5.13, in cui sono raccolti i dati riguardanti in particolare la tensione di taglio massima, lo scorrimento a rottura, il modulo iniziale K_i , il modulo secante K_{sec} e il valore del parametro di scorrimento a rottura p .

Dal grafico di figura 5.12 risulta chiaro come i dati ottenuti per i provini con emulsione bituminosa presentino una spiccata variabilità, con una differenza significativa tra il picco di resistenza massimo, 694 kPa, e il picco di resistenza minimo 184 kPa. Questo dato è confermato anche dalla deviazione standard del

campione rispetto alla tensione di taglio media che è di 180 kPa a fronte di una media del dato di 400 kPa.

	H(mm)	ΔS (mm)	τ (kPa)	Ki (kPa/mm)	Ksec (kPa/mm)	m	p (kPa/mm)
EMU2	46	0,7	300	814	429	300	-82
EMU3	45,2	0,58	232	736	400	232	-53
EMU4	44,6	1,04	495	955	476	495	-80
EMU6	45,4	0,58	280	920	483	280	-119
EMU9	45,3	0,62	190	538	306	190	-123
EMU11	45,5	0,96	478	934	498	478	-80
EMU12	46	0,6	229	708	382	229	-47
EMU13	40,8	0,86	184	495	214	184	-24
EMU19	43,8	1,38	643	743	466	643	-187
EMU25	42,5	1	544	594	544	544	-109
EMU28	43	1,68	694	594	413	694	-141
EMU30	41,8	1,12	334	594	298	334	-123
EMU31	47,5	1,28	592	602	462	592	-56
MEDIA	44,4	0,95	400	710	413	400	-94

Figura 5.13: tabella test Leutner statici emulsione.

Il ramo della curva di rottura successivo al picco, mostra un minor numero di punti registrati rispetto al ramo ascendente, a dimostrazione della rapidità con la quale avviene la separazione delle parti in seguito alla rottura. Lo scorrimento a rottura è mediamente di 0,95 mm e il parametro p risulta negativo, con un valore medio di -94 kPa.

A fronte dell'alta dispersione del campione è possibile affermare che i dati ottenuti dalle prove con interstrato in emulsione bituminosa, possano ritenersi, validi nel confronto con li interstrati sintetici, solo per quel che riguarda i valori medi calcolati.

5.4.3.2 Prove statiche su interfaccia in Liferoad

Il Leutner statico è stato effettuato su circa 15 campioni con interstrato in Liferoad, di cui 2 prelevati sulla striscia di sovrapposizione tra i due rotoli di membrana. I dati ottenuti sono stati vagliati, secondo i criteri utilizzati anche per l'interfaccia in emulsione bituminosa. Non sono state registrate particolari anomalie o variazioni degne di nota, se non quelle dovute, in alcuni casi, all'errato posizionamento del sistema di serraggio dei provini.

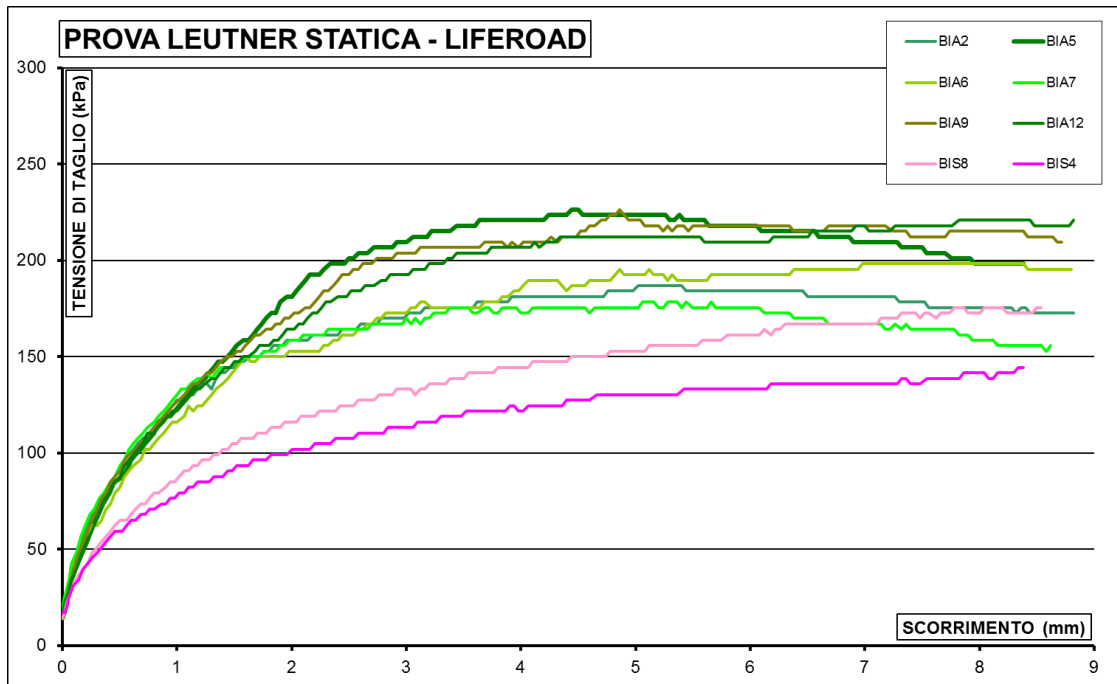


Figura 5.14: curve (τ – spostamento) ricavate dai test Leutner statici Liferoad.

Il grafico di figura 5.14 riporta le curva di rottura dei campioni di tipo BIA (Liferoad-verde) e BIS (sovrapposizione Liferoad-viola), i cui risultati sono stati considerati idonei. Dal grafico si può notare come le curve ottenute siano omogenee e diverse rispetto a quanto osservato per i campioni con interfaccia in emulsione bituminosa.

Nella tabella di figura 5.15 sono raccolti i dati significativi, in particolare la tensione di picco, lo scorrimento a rottura, il modulo iniziale, il modulo secante e il parametro p , che in questo caso assume un valore particolare.

	H(mm)	ΔS (mm)	τ (kPa)	Ki (kPa/mm)	Ksec (kPa/mm)	m	p (kPa/mm)
BIA2	30,8	5,02	187	377	37	187	-0,48
BIA4	28,1	2,94	178	377	61	178	-0,63
BIA5	28,0	4,44	226	368	51	227	-0,37
BIA6	28,1	6,98	198	425	28	198	-1,74
BIA7	29,4	3,38	178	531	35	178	-2,34
BIA9	33,8	4,86	226	425	47	227	-0,38
BIA12	28,7	7,82	221	425	28	221	-0,81
BIA3	29,3	7,44	229	283	31	229	-4,06
Media	29,5	5,36	205	401	40	206	-1,35
BIS4	30,8	8,34	144	311	89	144	0
BIS8	28,1	7,78	176	311	108	176	0
Media	30,8	8,06	160	311	99	160	0

Figura 5.15: tabella test Leutner statici Liferoad.

I dati raccolti evidenziano una tensione di taglio massima media di 205 kPa, con una deviazione standard dalla media di 22,5 kPa. Questo dimostra come i dati siano attendibili e come le condizioni dell'interfaccia si presentino pressoché uguali in tutti i campioni esaminati.

Lo scorrimento medio a rottura è di 5,36 mm. Vi è una differenza marcata tra i valori medi del modulo iniziale di 401 kPa/mm ed il modulo secante di 40 kPa/mm. Il materiale fornisce inizialmente un risposta elastica, aumentando la propria deformazione in maniera proporzionale al carico. In seguito si ha un risposta perfettamente plastica, con aumento della deformazione a carico costante, che permane anche a seguito della rottura.

Il valore prossimo allo zero del parametro p indica come, a seguito del raggiungimento della tensione massima di rottura e dell'innescò del piano di taglio, non vi sia una diminuzione repentina della resistenza, ma si abbia un aumento dello scorrimento con andamento costante.

I provini prelevati dalla sovrapposizione delle membrane Liferoad presentano un comportamento simile alle zone con membrana singola per quanto riguarda l'elasticità e lo scorrimento. Questi fenomeni risultano addirittura amplificati e non si arriva a rottura del provino, ma la prova termina perché si raggiunge lo scorrimento massimo dell'elemento di serraggio di circa 8 mm. La tensione massima di rottura media è di 160 kPa, quindi di 45 kPa inferiore.

5.4.3.3 Prove statiche su interfaccia in Pluragrid

Il Leutner statico è stato effettuato su circa dieci provini bistrato con membrana Pluragrid. I dati ottenuti sono risultati omogenei e non sono stati riscontrati problemi o anomalie se non quelle causate dall'errato posizionamento dell'elemento di serraggio. Le curve ottenute (figura 5.16) sono molto differenti da quelle osservate per i provini con interstrato in Liferoad, infatti risultano più simili a quelle dei campioni con interfaccia in emulsione bituminosa.

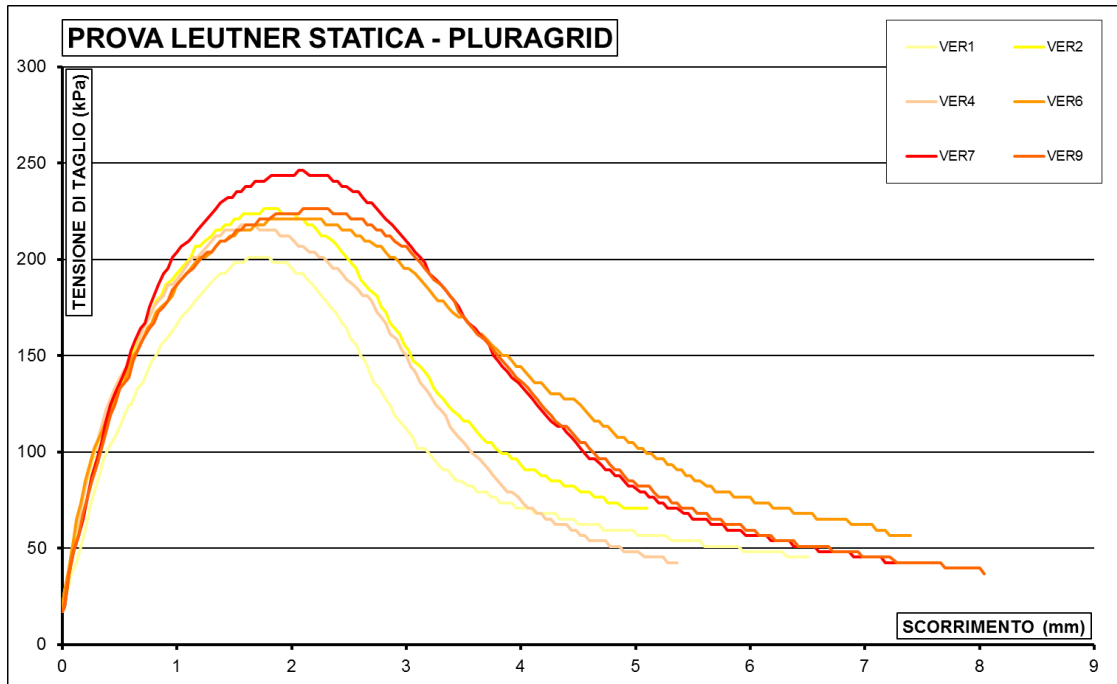


Figura 5.16: curve (τ – spostamento) ricavate dai test Leutner statici Pluragrid.

Raggiunto il picco di resistenza massima si ha una rapida diminuzione del carico, con aumento dello scorrimento.

Nella tabella di figura 5.17 come per gli altri provini sono riportati i valori tipici. La media della tensione massima di rottura è di 223 kPa con una deviazione standard dalla media di 14,5 kPa.

	H(mm)	ΔS (mm)	τ (kPa)	K_i (kPa/mm)	K_{sec} (kPa/mm)	m	p (kPa/mm)
VER1	25,7	1,62	201	354	124	201	-24,8
VER2	27,2	1,76	226	602	129	226	-30,4
VER4	31,1	1,56	218	538	140	218	-37,6
VER6	29,7	1,8	221	538	123	221	-21,6
VER7	31,1	2,06	246	481	120	246	-32,6
VER9	27,5	2,1	226	481	108	226	-27,2
MEDIA	28,72	1,82	223	499	124	223	-29,0

Figura 5.17: tabella test Leutner statici Pluragrid.

L'allungamento a rottura è mediamente di 1,83 mm, con modulo iniziale di 499 kPa/mm e modulo secante di 124 kPa/mm. Una volta avvenuta la rottura si ha una rapida diminuzione della tensione con conseguente aumento della deformazione. Il parametro p presenta valor medio di -29 kPa/mm.

5.4.3.4 Confronto tra i risultati dei test statici

Nella tabella di figura 5.18 sono raccolti i valori medi dei parametri raccolti durante i test statici per i tre tipi di interfaccia. Di seguito i dati verranno confrontati nel dettaglio con il supporto di grafici a barre.

	ΔS (mm)	τ (kPa)	dev (kPa)	K_i (kPa/mm)	K_{sec} (kPa/mm)	m	p (kPa/mm)
EMU	0,95	400	180	710	413	400	-94
VER	1,82	223	14	499	124	223	-29
BIA	5,36	205	22	401	40	206	-1

Figura 5.18: tabella test Leutner statici valori medi.

Il grafico di figura 5.19, mette a confronto le tensioni massime a rottura misurate nei test Leutner statici e le deviazioni standard dei campioni.

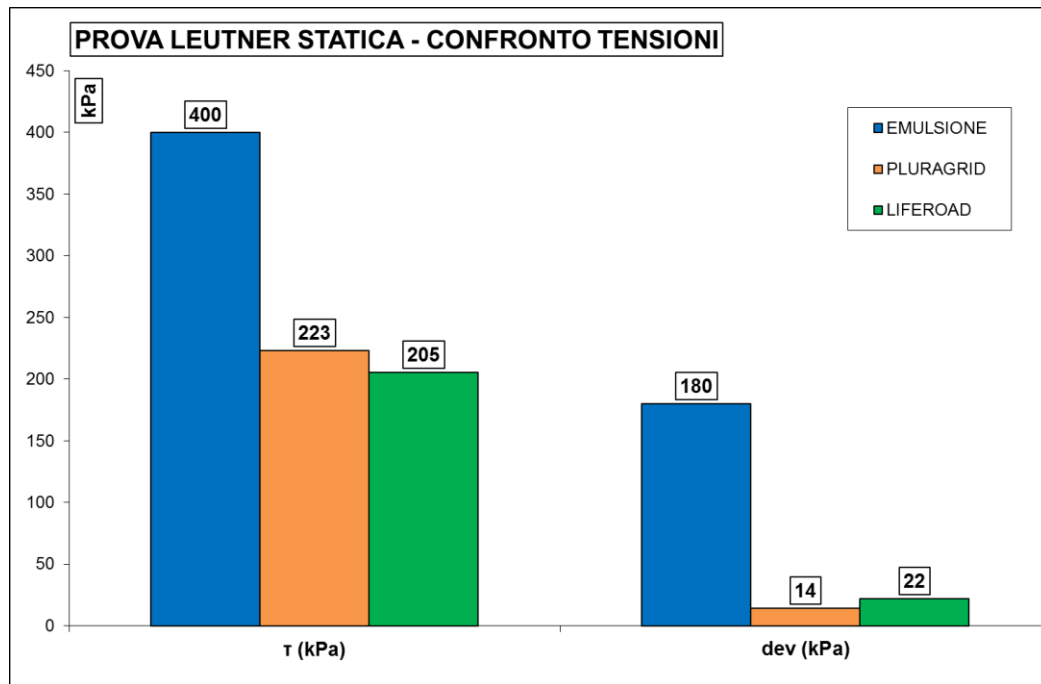


Figura 5.19: confronto tensioni massime e deviazione standard.

L'interfaccia con emulsione fornisce la maggior resistenza al taglio, 400 kPa, ma presenta un valore di deviazione standard rispetto alla media di 180 kPa. L'elevata dispersione dei dati pregiudica la possibilità di effettuare le prove dinamiche, le quali richiedono un campione con caratteristiche quanto più omogenee.

La resistenza media degli interstrati con membrane bituminose risulta nel complesso simile, con valori di picco medi di 223 kPa per Pluragrid e di 205 kPa per Liferoad. La deviazione standard è molto bassa, con una variazione del dato rispetto alla media inferiore al 10% della media stessa.

Il grafico di figura 5.20 fornisce i dati riguardanti lo scorrimento medio a rottura.

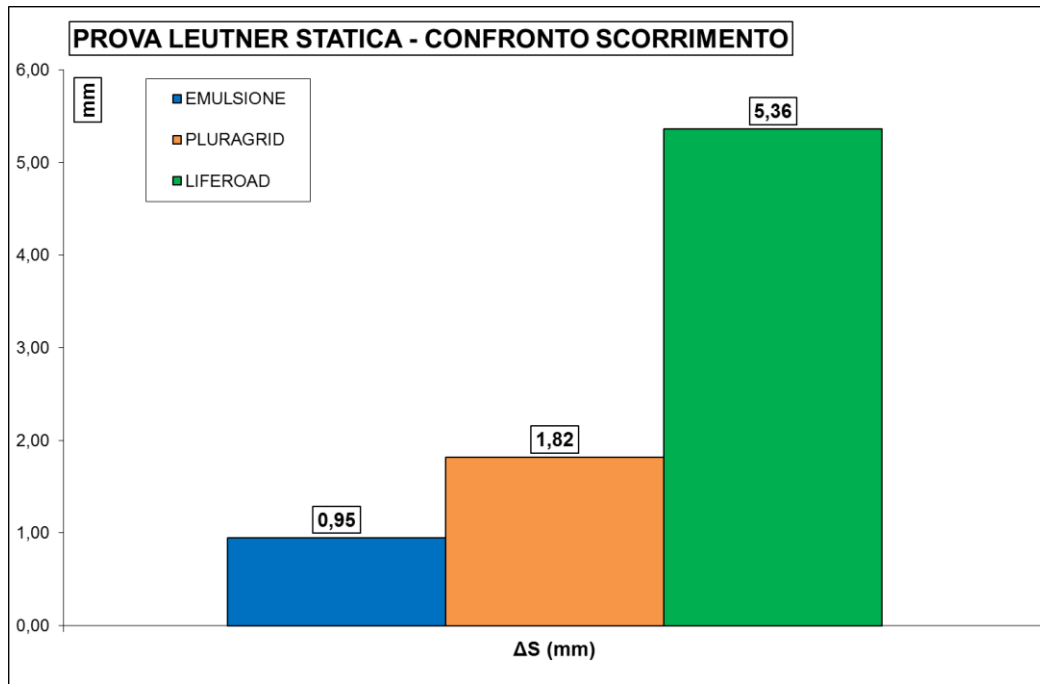


Figura 5.20: confronto scorrimento a rottura.

Lo scorrimento a rottura presenta tutt'altro risultato rispetto a quanto osservato per le tensioni massime. All'aumentare delle resistenza al taglio diminuisce lo scorrimento dell'interfaccia. Ciò non è però proporzionale per quel che riguarda l'interstrato in Liferoad, in cui a fronte di una resistenza al taglio paragonabile a quella dell'interstrato con Pluragrid, si ha uno scorrimento a rottura di quasi 3 volte superiore. Questo fatto è esplicitato anche dai moduli di resistenza al taglio K_i e K_{sec} , che sono riportati nel grafico di figura 5.21. I moduli più elevati appartengono all'interfaccia in emulsione bituminosa, la quale risulta anche essere l'interstrato con minore scorrimento, quindi più rigido. Il valore dei

moduli degli interstrati con membrane risultano essere più bassi, questo in quanto hanno un comportamento meno rigido.

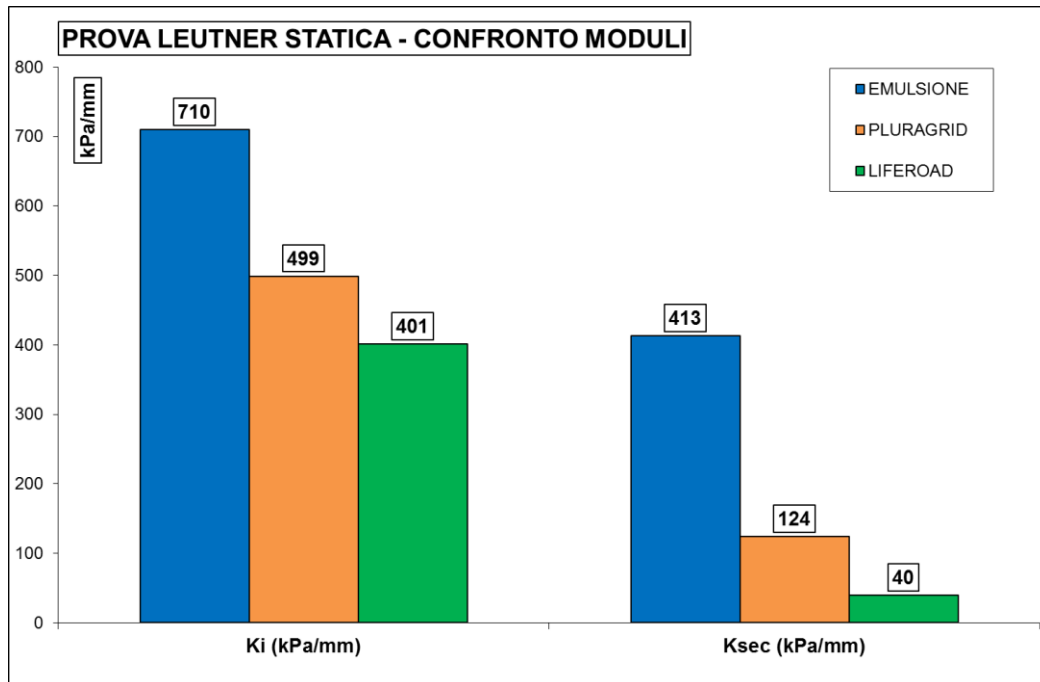


Figura 5.21: confronto modulo iniziale e modulo secante.

I campioni con Liferoad presentano un calo del modulo secante rispetto a quello iniziale. Il materiale ha un comportamento elasto-plastico ed oppone scarsa resistenza allo scorrimento. L'interstrato in Pluragrid ha un comportamento più rigido rispetto al Liferoad, con uno scorrimento medio di 1.82 mm, nonostante presenti anch'esso un valore di modulo secante basso.

In generale è possibile affermare che all'aumentare della rigidità del materiale diminuisce lo scorrimento. Le differenze di modulo tra le membrane, seppur presenti, non sono così elevate da giustificare un valore di scorrimento così diverso. Da questo si comprende come le differenze tra i due interstrati sintetici non siano da ricercare semplicemente nei valori dei moduli di reazione, ma anche nelle caratteristiche intrinseche dei materiali che li compongono e nella loro interazione con gli aggregati del conglomerato. Tramite le prove dinamiche sarà possibile valutare più accuratamente questi meccanismi con cui le membrane garantiscono adesione e collegamento.

Il parametro p presenta valori negativi molto bassi, soprattutto per i difetti intrinseci del metodo di calcolo adottato. Tuttavia ciò che si voleva evidenziare era la prossimità a zero del valore di tale parametro nelle curve di rottura dell'interstrato in Liferoad, le quali, a seguito del raggiungimento della tensione massima di rottura, permangono in un comportamento perfettamente plastico, con aumento della deformazione e carico costante.

Nel grafico di figura 5.22 sono messe a confronto le curve di rottura degli interstrati con membrane bituminose Liferoad e Pluragrid.

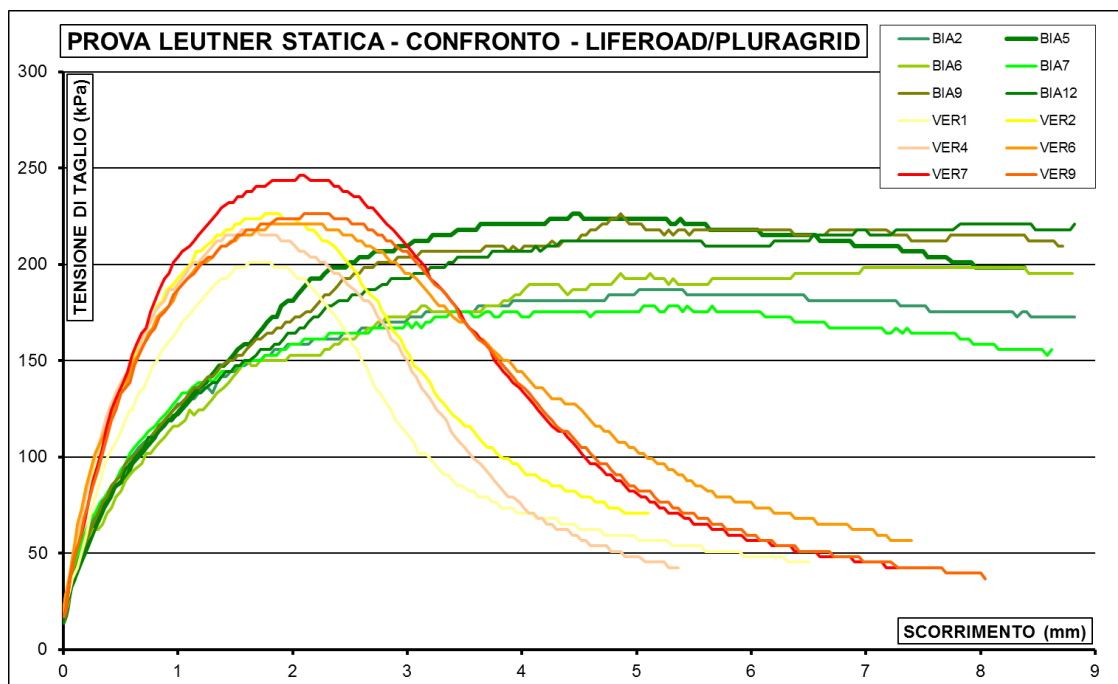


Figura 5.22: confronto tra moduli Leutner statico.

Come detto in precedenza i valori massimi di tensione risultano pressoché equivalenti. Ciò che cambia è sostanzialmente il meccanismo con cui la membrana esplica la sua resistenza.

5.5 PROVA LEUTNER DINAMICA

5.5.1 Introduzione

Il Leutner Shear Test Dinamico è stato effettuato sui campioni prelevati dal campo sperimentale caratterizzati da interfaccia in emulsione bituminosa, in Liferoad ed in Pluragrid.

Gli aspetti più rilevanti incontrati in fase di esecuzione hanno riguardato sia il posizionamento del provino, sia l'inidoneità di alcuni campioni testati a essere sottoposti alla prova.

Per eseguire correttamente la prova di taglio, è infatti necessario posizionare l'interfaccia del provino bistrato esattamente lungo il piano di taglio del Leutner, in caso contrario non si ha l'innescò del piano di scorrimento corretto. I problemi legati al mal posizionamento dei campioni riscontrati nel Leutner statico, nella prova dinamica vengono amplificati dalla maggior durata della prova stessa.

Il secondo problema ha riguardato la disomogeneità dei campioni con interfaccia in emulsione bituminosa già ampiamente documentata nei paragrafi precedenti. Per questo motivo e per altre concause quali l'elevata porosità dei conglomerati, non è stato possibile effettuare test dinamici significativi su questo tipo di interfaccia.

Il test effettuato con la pressa dinamica viene svolto a controllo di carico, ad una temperatura di 20°C. Le modalità di prova sono state illustrate nel capitolo precedente.

Al termine della sperimentazione si forniscono le curve di fatica della resistenza al collegamento delle interfacce con Pluragrid e Liferoad. Questi dati vogliono essere un primo passo per l'introduzione di un nuovo strumento in grado di simulare in modo più efficace il comportamento delle pavimentazioni stradali in opera.

5.5.2 Criteri di validazione dei dati ottenuti

Per valutare la bontà dei dati ottenuti sono stati analizzati:

- l'andamento delle curva di deformazione: la curva deve presentare in maniera più o meno marcata le fasi introdotte nel capitolo precedente, ovvero innesco, scorrimento e rottura. La durata delle singole fasi dipende dal tipo di interfaccia, dal posizionamento corretto del provino e dal carico fornito dalla pressa dinamica. Come riscontrato durante l'esecuzione delle prove, le curve di deformazione che presentano andamento non regolare, rivelano spesso un errato posizionamento del provino o problemi intrinseci dello stesso.
- il piano di taglio: al termine della prova il campione viene sottoposto ad un'attenta analisi volta a valutare lo stato e la direzione del piano di taglio. Viene valutato se vi sono state anomalie nel percorso deformativo o deviazioni del piano di taglio. I difetti maggiormente riscontrabili riguardano appunto provini i quali, a causa di difetti di posizionamento, presentano evidenti problemi di allineamento del piano di scorrimento rispetto alla reale interfaccia.
- scorrimento a rottura: dalla curva di deformazione viene ricavato il punto di rottura secondo il criterio fissato nel capitolo precedente . Una volta determinato il punto di rottura di ogni curva, viene valutato lo scorrimento corrispondente. A fronte di valori di scorrimento anomali si riscontrano spesso gli errori di cui ai punti sopra.

5.6 RISULTATI DELLE PROVE LEUTNER DINAMICHE

5.6.1 Prove dinamiche su interfaccia in emulsione bituminosa

I test di tentativo effettuati sulle carote con emulsione bituminosa hanno fornito dati non attendibili a causa della disomogeneità dei campioni ampiamente documentata nel corso delle prove statiche.

I dati, ricavati nel test Leutner statico, avevano evidenziato comunque valori medi di resistenza più elevati rispetto a quelli ottenuti con interstrato sintetico, facendo supporre come, una posa in opera corretta dell'interfaccia in emulsione bituminosa, possa portare ad ottenere valori di resistenza al taglio a fatica più elevati. Questa ipotesi viene supportata dalle ricerche presenti nella letteratura tecnica (Canestrati et al. [145]) le quali dimostrano come l'introduzione di un interstrato sintetico con funzione di rinforzo, porti generalmente ad uno scadimento della resistenza al taglio.

La progettazione delle pavimentazioni stradali dovrebbe prevedere studi preliminari atti a determinare la quantità e la qualità della emulsione bituminosa da applicare, in base alle caratteristiche dei conglomerati bituminosi impiegati, siano esso di nuova posa o già presenti nel caso di manutenzioni superficiali.

5.6.2 Prove dinamiche su interfaccia in Liferoad

I test condotti sui provini con interstrato in membrana bituminosa Liferoad hanno presentato curve di deformazione talvolta irregolari, per questo motivo la caratterizzazione a fatica ha richiesto l'esecuzione di 17 prove a fronte di 9 risultati attendibili.

I risultati sono stati vagliati secondo i criteri di cui al paragrafo 5.7.2. Al termine di ogni prova è stata ricavata la curva di deformazione: in particolare sono stati calcolati il numero di cicli e lo scorrimento a rottura.

Nel grafico di figura 5.23, viene illustrato l'andamento tipico di una prova di resistenza al taglio a fatica su interfaccia con Liferoad. Il test esemplificativo in questione è stato effettuato con una tensione di taglio costante di 48 kPa.

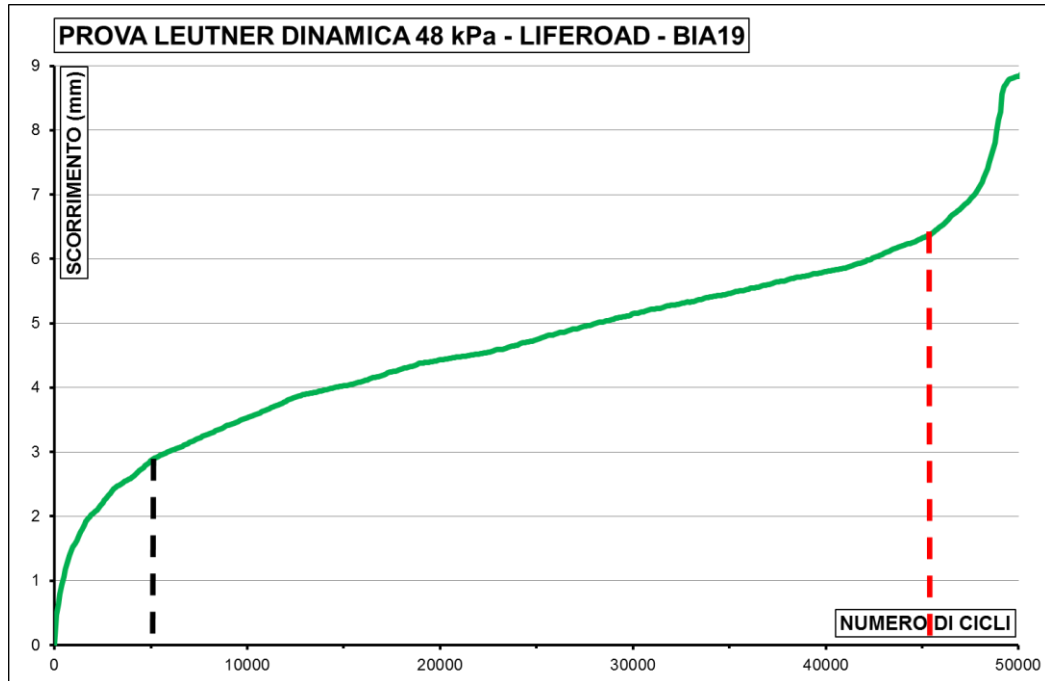


Figura 5.23: curva di deformazione Liferoad tipica.

La prima fase termina a circa 5000 cicli, con uno scorrimento corrispondente di 3 millimetri. In questa fase la membrana sottoposta al carico subisce un assestamento, fino ad esplicitare la massima resistenza con una forte diminuzione della pendenza della curva.

La rottura del provino avviene a 45000 cicli di carico, con uno scorrimento corrispondente di 6,5 millimetri. Tra i 5000 e i 45000 cicli di carico vi è la fase 2: la membrana esplica la maggior resistenza, e questo è riscontrabile dalla minor pendenza della curva di deformazione. Lo scorrimento relativo alla fase 2 è di 3,5 millimetri. Avvenuta la rottura si ha un rapido aumento della deformazione e di conseguenza il termine della prova.

I test sono stati condotti per varie tensioni, in particolare a 36 kPa, 48 kPa, 96 kPa e 107 kPa. Nella tabella di figura 5.24 sono riassunti i dati ottenuti, ovvero

la tensione di taglio in kPa, lo scorrimento a rottura in millimetri, il numero di cicli a rottura e l'altezza dello strato di usura che ricopre la membrana.

Lo scorrimento medio a rottura è di 5,5 millimetri, del tutto simile a quello misurato per la prova Leutner statica.

	TENSIONE DI TAGLIO (kPa)	Scorrimento (mm)	H(mm)	CICLI A ROTTURA
BIA1	36	5,8	31,4	24384
BIA11	36	5,1	30,0	26496
BIA29	48	6,1	35,0	27984
BIA15	48	5,9	35,2	26736
BIA19	48	6,4	35,0	45312
BIA22	96	4,2	34,6	1620
BIA13	96	6,4	33,9	6756
BIA26	96	5,5	37,5	2934
BIA25	107	5,4	34,3	2589

Figura 5.24: dati Leutner dinamico Liferoad.

I dati così ottenuti sono stati graficati in figura 5.25: sono rappresentati sulle ordinate il numero di cicli e sulle ascisse le tensioni di taglio applicate. Nel grafico, è rappresentata la curva di fatica, ed è esplicitata l'equazione della linea di tendenza che interpola le coordinate cicli a rottura/tensione di taglio e il quadrato del coefficiente di correlazione.

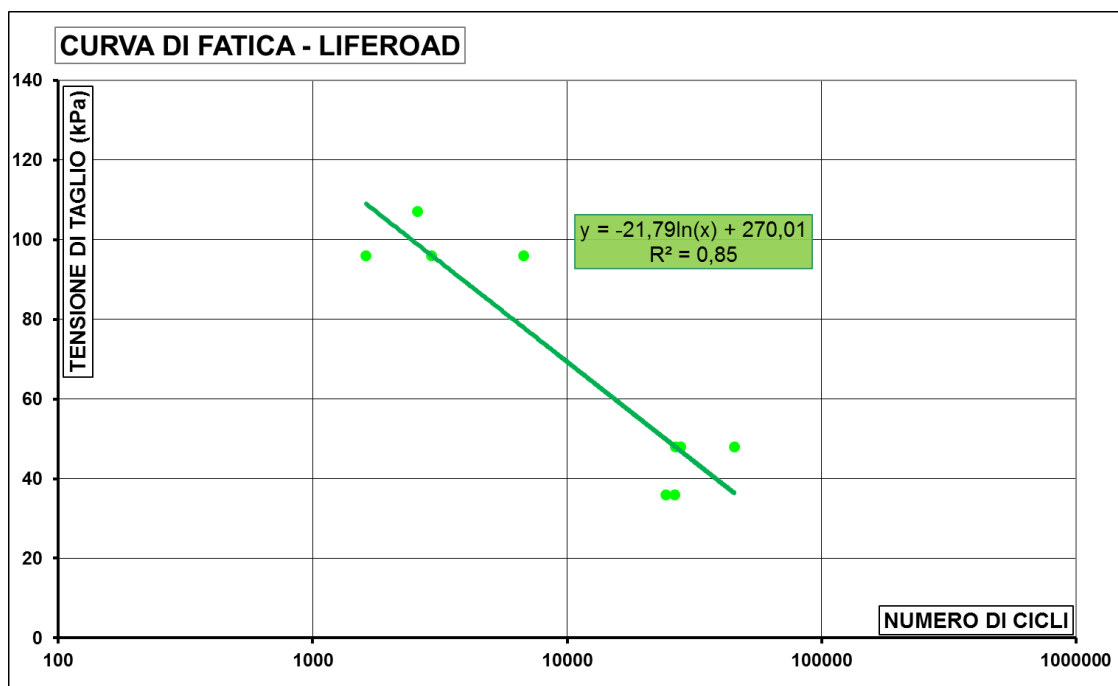


Figura 5.25: curva di fatica Liferoad.

5.6.3 Prove dinamiche su interfaccia in Pluragrid

Le prove sui provini bistrato con interfaccia con membrana bituminosa Pluragrid hanno fornito risultati relativamente omogenei, con curve di rottura più regolari rispetto a quanto osservato per il Liferoad. Tuttavia anche in questo caso, errori legati al posizionamento dei provini hanno compromesso alcuni risultati. I test hanno avuto una durata maggiore in termini di numero di cicli e quindi di tempo rispetto al Liferoad. Per ovviare a ciò, sono state effettuate anche prove con valori di tensioni di taglio maggiori rispetto a quanto fatto per il Liferoad.

Si procede a commentare una curva di deformazione con andamento tipico, ottenuta da una prova su provino con interstrato in Pluragrid, ad una tensione di taglio costante di 48 kPa (figura 5.26).

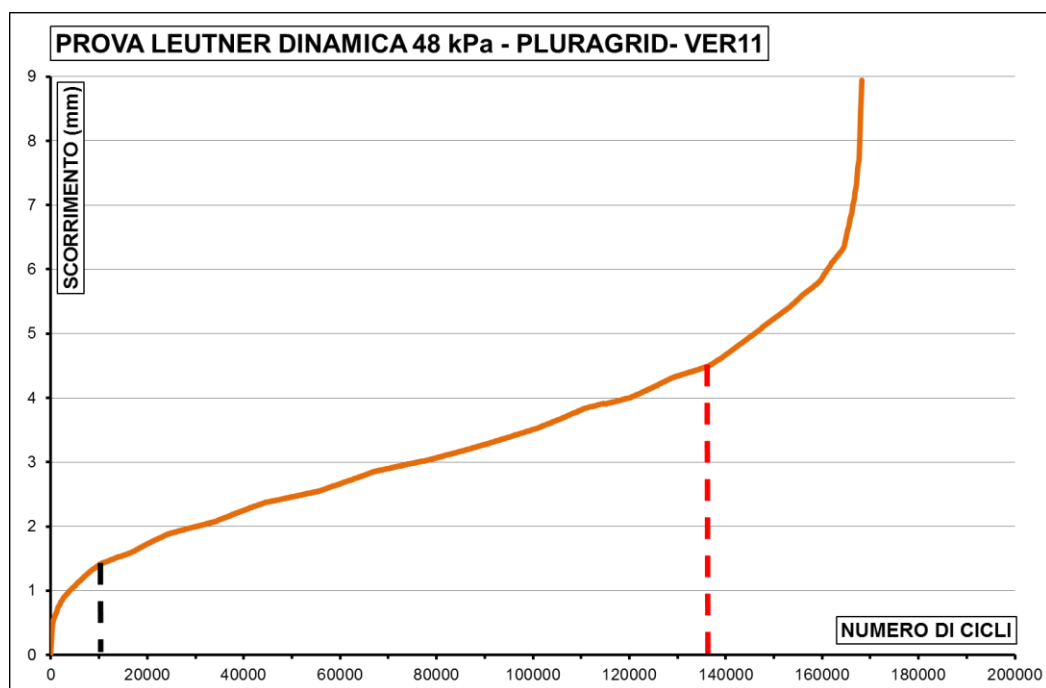


Figura 5.26: curva di deformazione Pluragrid tipica.

Dal grafico è possibile notare come la fine della fase 1 avvenga a circa 10000 cicli in corrispondenza di uno scorrimento di 1,5 millimetri. In questa fase la deformazione aumenta rapidamente: come osservato per l'interstrato in Liferoad si ha l'innescò del piano di scorrimento e l'assestamento dell'interfaccia con la mobilitazione della massima resistenza al taglio.

Per il campione VER11, la fase due va dai 10000 cicli, fino a 137000 cicli, punto in cui viene registrato il cambio di concavità della curva e di conseguenza la rottura fisica del provino.

La rottura avviene per uno scorrimento di 4,5 millimetri, più che doppio rispetto a quanto ottenuto nel corso delle prove statiche. La deformazione registrata in fase 2 è di 3 millimetri.

L'aumento della deformazione dopo il punto di rottura avviene in circa 30000 cicli. Questo potrebbe significare che nonostante avvenga la rottura fisica del provino vi sia comunque una resistenza al taglio residua dell'interfaccia.

Nella tabella di figura 5.27 sono raccolti i dati derivanti dalle prove sui campioni con interstrato in Pluragrid. I test sono stati condotti a 36 kPa, 48 kPa, 96 kPa 113 kPa.

	TENSIONE DI TAGLIO (kPa)	Scorrime nto (mm)	H(mm)	CICLI A ROTTURA
VER14	36	4,5	32,3	137664
VER17	36	3,5	34,2	134208
VER11	48	4,5	33,1	136512
VER13	48	4,1	35,4	118464
VER19	96	3,0	34,5	13056
VER12	96	5,0	33,6	24768
VER15	96	2,9	29,6	10704
VER24	113	4,1	34,0	7752
VER26	113	3,7	37,5	4362
VER27	113	2,8	35,0	1884

Figura 5.27: dati Leutner dinamico Pluragrid.

Il valore medio dello scorrimento a rottura è di 3,9 millimetri, quasi doppio rispetto allo scorrimento riscontrato nel corso della prova Leutner statica.

Le prove di fatica hanno una durata elevata alle basse tensioni finanche a 137000 cicli di carico.

La curva dai fatica è rappresentata in figura 5.28, come per il Liferoad viene indicata l'equazione della linea di tendenza e il quadrato del coefficiente di correlazione dei valori interpolati.

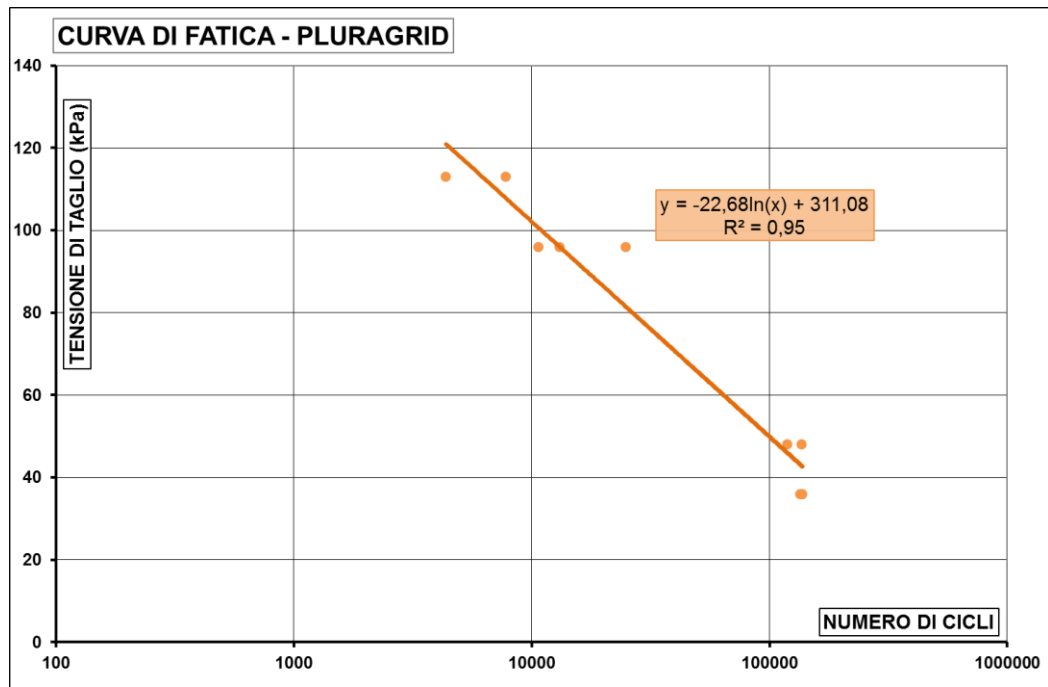


Figura 5.28: curva di fatica Pluragrid.

5.6.4 Confronto tra le curve di fatica di Liferoad e Pluragrid

Nel grafico di figura 5.29, vengono confrontate le curve di fatica ottenute dalle prove dinamiche su interstrato in Pluragrid e interstrato in Liferoad.

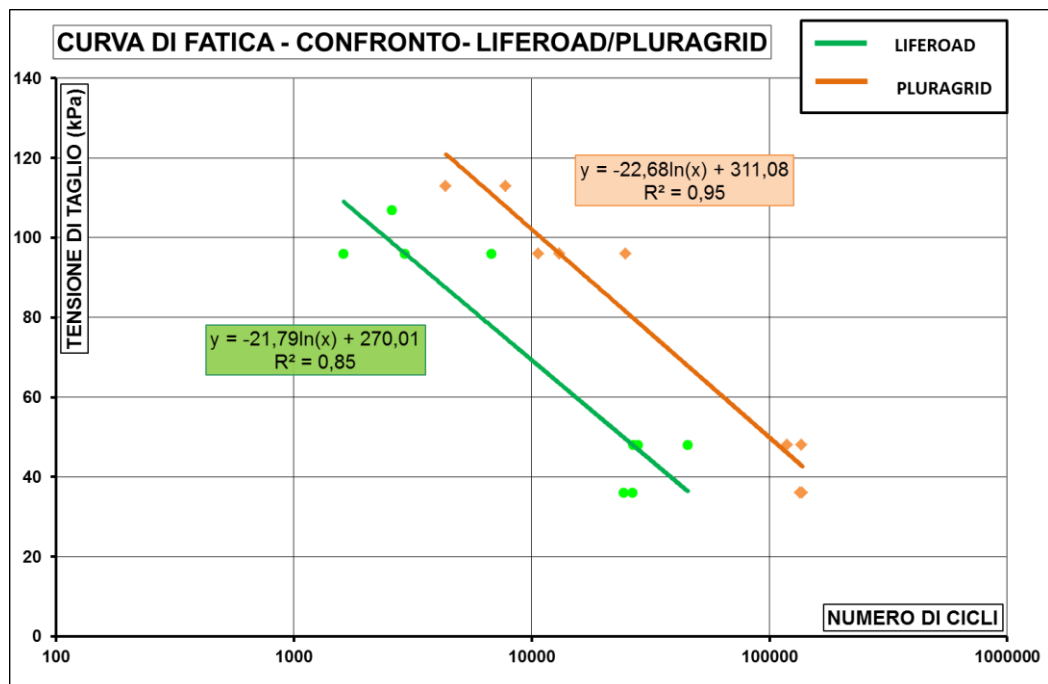


Figura 5.29: curva di fatica Liferoad e Pluragrid.

L'interfaccia caratterizzata dalla maggior resistenza a fatica è quella con Pluragrid, per il quale il numero di cicli a rottura calcolati risultano più elevati rispetto a quelli ottenuti con Liferoad, anche di un ordine di grandezza.

L'inclinazione delle due curve di fatica è analoga ad indicare un comportamento meccanico simile, ma influenzato da fattori legati alla viscosità ed al quantitativo del legante che costituisce la membrana stessa. Questo aspetto è confermato dallo scorrimento medio a rottura dei campioni: per l'interfaccia in Pluragrid, che risulta più viscosa, si raggiunge mediamente una deformazione a rottura più bassa di 1 millimetro (4.5 mm), rispetto a quanto calcolato per l'interfaccia in Liferoad (5.5 mm).

5.6.5 Analisi dei meccanismi di rottura

Il differente comportamento a rottura delle membrane impiegate nella sperimentazione, risulta il punto di maggiore interesse riscontrato nell'ambito di questo studio, oltre alle curve di fatica del materiale.

Una volta terminate le prove, sono stati analizzati attentamente i campioni testati, per valutarne i meccanismi di rottura che si sono innescati e le differenze di comportamento tra le due membrane utilizzate.

In figura 5.30 si possono osservare due carote, una con Liferoad ed una con Pluragrid, appena terminata la prova di resistenza a fatica.

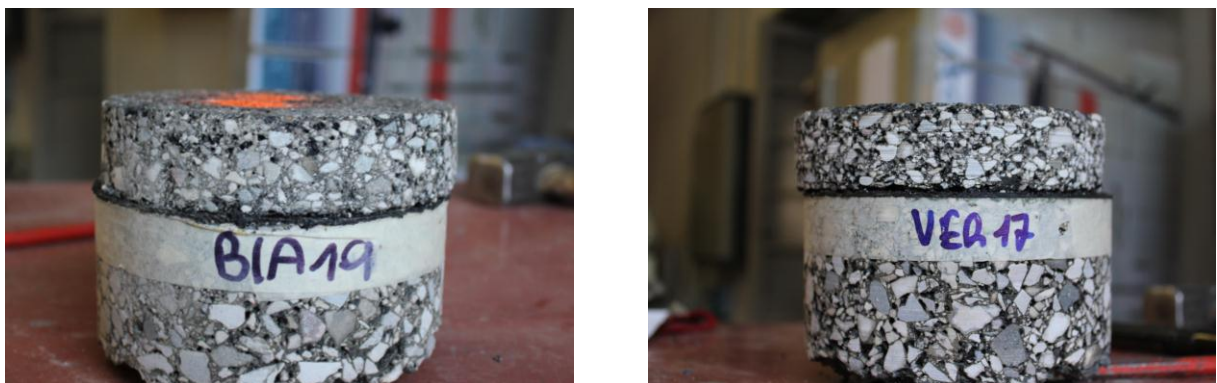


Figura 5.30: carote dopo prova Leutner dinamica.

Si è proceduto separando manualmente lo strato di usura da quello di binder.

In alcuni casi sono stati riscontrate rotture anomale, superfici di taglio non regolari e deviazioni del piano di scorrimento dal piano reale di interfaccia. Analizzando le curve di deformazione di questi provini, sono state riscontrate irregolarità della curva di deformazione e quindi i dati ottenuti sono stati scartati.

Le rotture riscontrate nei provini con interfaccia in Liferoad e in Pluragrid che presentano curva di deformazione regolare, sono state principalmente di due tipi:

- rottura di tipo 1: la membrana rimane adesa allo strato di binder (figura 5.31 sinistra).
- rottura di tipo 2: la membrana rimane adesa allo strato di usura (figura 5.31 destra).



Figura 5.31: rottura tipo 1 e tipo 2.

La rottura di tipo 2 è stata molto frequente nei campioni con interstrato in Pluragrid, in particolare nella quasi totalità delle prove a tensione elevata, mentre non si è mai verificata nei campioni con interstrato in Liferoad. I provini tipo BIA presentavano tutti rottura di tipo 1 e la membrana risultava perfettamente adesa allo strato di binder.

Queste osservazioni danno indicazioni in merito alle proprietà adesive dei due materiali oggetto di studio: appare evidente come la membrana Liferoad presenti un potere di adesività allo strato esistente molto maggiore rispetto a quanto offerto dalla membrana Pluragrid. Anche in fase di realizzazione del campo

sperimentale il Liferoad si era messo in luce per le sue spiccate proprietà adesive a freddo.

Un'altra osservazione, forse la più importante, riguarda l'aspetto della superficie di taglio in grado di descrivere i meccanismi che stanno alla base dell'interazione fisica tra la membrana e il conglomerato bituminoso.



Figura 5.32: superficie di rottura Liferoad lato membrana/binder.

In figura 5.32 è illustrato il particolare di una carota con interstrato in Liferoad. Nell'immagine si vede la superficie di taglio lato binder con la membrana rimasta adesa al supporto.

Da una prima analisi è possibile notare le sottili striature presenti sulla superficie, queste sembrano essere causate dallo scorrimento degli aggregati dello strato di usura sulla membrana. Gli aggregati rimasti adesi alla membrana, dopo la rottura, sono pochi. Come detto in precedenza, la matrice bituminosa contenuta abbondantemente nella membrana Liferoad esplica un potere coesivo molto alto in termini di adesione della stessa agli aggregati dello strato di usura, ma anche a quelli del binder. Nonostante l'alto potere coesivo che la membrana esercita sull'aggregato, essa non è in grado di opporsi efficacemente allo

scorrimento del piano di taglio. Questo è causato dalla bassa rigidità della matrice bituminosa di cui il Liferoad è composto, che era stata già evidenziata durante il confronto tra le curve di fatica.



Figura 5.33: superficie di rottura Liferoad lato usura.

In figura 5.33 è possibile osservare anche il lato usura della membrana. La rottura non ne ha modificato la superficie, se non asportando qualche inerte.

Nelle rotture di tipo 1 dei provini con interstrato sintetico Pluragrid, si sono verificate alcune differenze sostanziali nell'interazione tra la membrana ed il conglomerato bituminoso rispetto a quanto osservato per il Liferoad.

Da una prima analisi visiva su di un campione con rottura tipica (figura 5.34) dal lato membrana/binder, è possibile osservare come non siano evidenti i segni dello scorrimento dell'interfaccia, così come per l'interstrato in Liferoad.

In figura 5.34 e 5.35 si può osservare la superficie di taglio di un provino con interstrato in Pluragrid dopo rottura di tipo 1, lato membrana e lato usura.

In figura 5.34 si può come la membrana Pluragrid sia in parte ricoperta dagli aggregati asportati dallo strato di usura durante lo scorrimento.

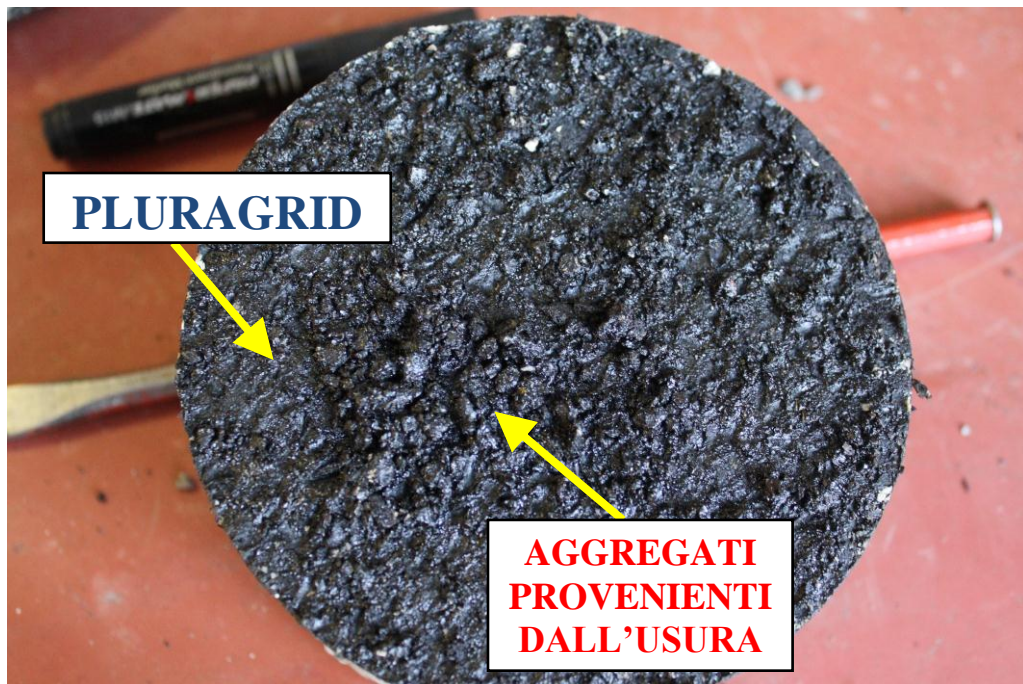


Figura 5.34: superficie di rottura Pluragrid lato membrana/binder.

In figura 5.35 sono visibili gli ammanchi di conglomerato il quale è rimasto adeso alla superficie della membrana.



Figura 5.35: superficie di rottura Pluragrid lato usura.

A differenza di quanto osservato per il Liferoad, il Pluragrid, a fronte di una buona adesione tra membrana e conglomerato, garantisce anche un'efficace resistenza al taglio, grazie alla sua rigidità intrinseca. Gli aggregati coesi alla membrana infatti, non riescono a vincere completamente la forza adesiva esplicata dal Pluragrid, quindi la superficie di scorrimento interessa, contrariamente a quanto osservato per il Liferoad, sia la superficie della membrana, sia il conglomerato di usura stesso.

L'aspetto della superficie di rottura potrebbe spiegare perché le curve di deformazione di Pluragrid, a seguito della rottura, non presentino un aumento di deformazione così repentino come per le interfacce in Liferoad. Lo scorrimento potrebbe essere impedito dall'ingranamento tra la superficie rugosa della membrana, dovuta agli aggregati adesi, e la superficie dello strato di usura lungo il piano di taglio.



Figura 5.36: superficie di rottura Pluragrid tipo2.

La rottura di tipo due, avvenuta in alcune prove dinamiche con interfaccia Pluragrid e visibile in figura 5.36, potrebbe essere stata causata da vari fattori, quali la bassa percentuale di bitume, l'alta porosità del binder e la presenza di aggregati grossolani con una bassa microrugosità sulla superficie di posa. A

parità di condizioni risulta evidente come l'adesione, con il conglomerato bituminoso di nuova posa applicato a caldo, sia più tenace rispetto a quella che si instaura con lo strato esistente di binder. Questa osservazione è confermata dall'aspetto dell'interfaccia dei campioni con rottura di tipo 2: la matrice bituminosa della membrana non è stata completamente fusa dalla temperatura di stesa del conglomerato di usura.

In alcuni parti la membrana presenta zone dall'aspetto lucido: in questi punti non vi è stato il contatto della membrana con gli aggregati. Questo è dovuto alla porosità del binder e va a scapito della resistenza al taglio dell'interfaccia.

In conclusione, è possibile affermare che dalle prove di resistenza a fatica, eseguite mediante prova di taglio Leutner dinamica a carico costante, l'interstrato sintetico Pluragrid presenta una vita a fatica maggiore rispetto a quella dell'interstrato sintetico Liferoad, nonostante questo presenti un potere adesivo migliore con il conglomerato bituminoso.

In questo capitolo sono state descritte le varie fasi che hanno portato a realizzare la sperimentazione oggetto di questa tesi di laurea. Inoltre sono stati illustrati e commentati i risultati forniti dalle prove di taglio Leutner statiche e dinamiche.

A fronte dell'ampio campione testato, sono stati ottenuti risultati validi che, oltre al valore specifico riguardante i materiali impiegati, hanno fornito indicazioni più generali in merito all'impiego futuro delle prove di taglio a fatica. Questi due argomenti verranno approfonditi nel prossimo capitolo, nel quale saranno formulate le conclusioni di questo studio di ricerca.

CAPITOLO 6

CONCLUSIONI

6.1 INTRODUZIONE

La sperimentazione oggetto della presente tesi di laurea ha portato a risultati molto interessanti riguardanti la resistenza al taglio delle interfacce bituminose, siano esse costituite da emulsioni bituminose o da interstrati sintetici bitumati o meno.

In questo capitolo verranno formulate le riflessioni conclusive a cui si è giunti in fase di analisi dei dati ottenuti dalle prove di taglio Leutner statiche e dinamiche, sia sui materiali impiegati, sia sul possibile impiego futuro del test di resistenza a fatica proposto.

6.2 CONCLUSIONI SU LEUTNER SHEAR TEST STATICO

Dalla letteratura tecnica, Canestrari F. et al [90], è evidente come l'introduzione di interstrati sintetici porti generalmente ad uno scadimento del collegamento delle interfacce tra conglomerati bituminosi.

I valori di resistenza al taglio misurati con Leutner statico, dei campioni con mano di attacco in emulsione bituminosa, sono risultati mediamente più alti rispetto a quelli ottenuti con interstrati sintetici, nonostante fossero affetti da una forte dispersione dovuta a vari fattori, quali: l'alta porosità superficiale del binder, la disomogeneità della stesa dell'emulsione bituminosa stessa, la scarsa quantità di bitume anidro residuo e la probabile umidità del piano di posa durante la messa in opera dello strato di usura.

Questi dati vengono confermati anche dall'analisi dei coefficienti di Goodman, che danno indicazioni circa la rigidità dell'interstrato. Sono risultati nettamente più elevati quelli dell'interfaccia in emulsione bituminosa.

Le curve di deformazione dei campioni con emulsione bituminosa presentano una rottura tipicamente fragile che contraddistingue i materiali più rigidi, a conferma di quanto emerso in precedenza.

L'inserimento di un interstrato sintetico causa lo scadimento dei valori di reazione orizzontale, ma soprattutto delle tensioni massime di resistenza. Il meccanismo di rottura è più duttile, con andamento elasto/plastico. L'interstrato in Liferoad presenta una deformazione quasi perfettamente plastica, la tensione di taglio si mantiene costante anche per livelli deformativi successivi alla rottura.

In generale è possibile affermare che i valori di resistenza trovati sono tipicamente bassi ed ascrivibili ad un lavoro eseguito in condizioni critiche, con un piano di posa con scarse qualità meccaniche, emulsione quantitativamente scarsa e temperature non idonee alla stesa. In queste condizioni, l'impiego di membrane prebituminate, garantisce un risultato certamente più omogeneo.

In termini strutturali, l'introduzione di discontinuità nel pacchetto stradale, porta, come indicato nel primo capitolo, ad uno scadimento della risposta meccanica alle sollecitazioni portate dal traffico stradale, con aumento delle frecce di deformazione.

L'interstrato Pluragrid, a fronte di una resistenza al taglio di poco superiore a quella del Liferoad, presenta uno scorrimento dell'interfaccia più che dimezzato, garantendo così maggior collaborazione e maggior collegamento degli strati della pavimentazione.

In conclusione è possibile affermare come il comportamento più rigido offerto dall'emulsione bituminosa e a seguire dall'interstrato Pluragrid sia da preferire rispetto a quello plastico osservato per l'interstrato in Liferoad. Questo in quanto un eccessivo dislocamento dello strato di usura rispetto al binder potrebbe causare la formazione di distacchi e di fessure nello strato superficiale.

6.3 CONCLUSIONI SU LEUTNER SHEAR TEST DINAMICO

I dati ottenuti dalle prove dinamiche, hanno fornito risultati interessanti, dai quali è possibile ricavare informazioni aggiuntive rispetto ai dati ottenuti dalla prova Leutner statica.

Come detto in precedenza, la disomogeneità dei campioni con interstrato in emulsione bituminosa ha reso impossibile valutarne la resistenza a fatica.

A parità di tensione applicata l'interstrato con Pluragrid presenta una resistenza a fatica significativamente maggiore rispetto a quella con interstrato Liferoad, questo è dovuto alla maggiore rigidità della membrana Pluragrid, confermata dai valori del modulo di Goodman ottenuti nelle prove statiche.

Nelle curve di deformazione delle singole prove dinamiche la maggiore rigidità dello strato in Pluragrid è evidenziata dalla minor pendenza della curva nel tratto che contraddistingue la fase due, quella in cui l'interfaccia esplica la maggior resistenza.

Nonostante il picco di resistenza al taglio dell'interstrato Liferoad fosse paragonabile a quello ottenuto con Pluragrid nelle prove statiche, nelle prove dinamiche quello paga l'alta deformabilità e la bassa viscosità della matrice bituminosa. La rottura avviene per scorrimento del piano di taglio, senza l'asportazione di materiale dallo strato di usura.

Il Liferoad a fronte di un'ottima adesione al conglomerato non è in grado quindi di garantire un efficace collegamento tra gli strati della pavimentazione.

Il Pluragrid invece, nonostante riveli difetti di adesione al piano di posa evidenziati dalle rotture per scollamento della membrana lato binder, è in grado comunque di garantire un buon collegamento tra gli strati, questo è confermato dal processo di rottura, durante il quale parte degli aggregati dell'usura rimangono adesi alla membrana. Inoltre, la formazione di un piano di rottura promiscuo che interessa non solo la superficie del Pluragrid, ma anche gli inerti del conglomerato, garantisce una resistenza a taglio residua post rottura.

L'analisi delle curve di fatica conferma quanto detto fino ad ora: l'interstrato con Pluragrid ha una maggiore resistenza a fatica rispetto all'interstrato con Liferoad. Le motivazioni di ciò sono imputabili alla maggiore rigidità del Pluragrid.

In conclusione è stato dimostrato che l'impiego di Pluragrid, quale rinforzo delle pavimentazioni stradali negli interventi di manutenzione superficiale, garantisce una maggiore resistenza al taglio ed un miglior collegamento tra gli strati della pavimentazione.

Tuttavia, il Liferoad ha dimostrato di possedere un forte potere autoadesivo su superfici fredde ed in condizioni non ottimali.

Per il futuro è auspicabile un miglioramento delle caratteristiche di adesione della membrana Pluragrid ed allo stesso tempo un irrigidimento della matrice bituminosa del Liferoad.

6.4 VALIDAZIONE DEL LEUTNER SHEAR TEST DINAMICO

La prova Leutner dinamica, messa a punto in questa tesi di laurea magistrale, è risultata essere valida ed in grado di fornire risultati attendibili ed utili ai fini della caratterizzazione delle interfacce tra gli strati di pavimentazioni stradali in conglomerato bituminoso, siano esse composte da mani di attacco in emulsione bituminosa o da interstrati sintetici.

La configurazione del test è corretta, in quanto consente un veloce posizionamento, sia del campione posto nell'elemento di serraggio Leutner, sia dei trasduttori che ne rilevano le deformazioni verticali.

Attraverso la prova Leutner dinamica è possibile stimare la resistenza a fatica delle interfacce tra gli strati delle pavimentazioni stradali, oltre che valutare i meccanismi con cui le superfici di contatto esplicano la loro resistenza.

In conclusione si può affermare che la prova Leutner Shear Test dinamica, sviluppata nel corso di questa tesi di laurea possa, essere impiegata in futuro per ricerche analoghe volte a stimare la vita a fatica delle interfacce tra gli strati di pavimentazioni stradali.

Inoltre il suo impegno può essere previsto sia in fase di progettazione che in fase di controllo dei lavori stradali eseguiti.

Come detto in fase di introduzione, questa tesi di laurea magistrale si pone all'interno di un progetto di ricerca più ampio, che ha come obiettivo quello di valutare gli effetti prodotti dall'introduzione di interstrati sintetici con funzione di anti-reflective cracking.

Il Leutner Shear Test dinamico fornisce indicazioni circa gli effetti passivi introdotti dagli interstrati, ossia lo scollegamento degli strati della pavimentazione.

Per la valutazione degli effetti attivi espliciti dall'interstrato e volti a evitare la risalita di fessure dal sottofondo ammalorato, si rimanda a ricerche future, le

quali dovranno essere svolte mediante prove di flessione dinamiche su tre o quattro punti, da eseguire su provini prismatici bistrato.

BIBLIOGRAFIA

Riferimenti in Letteratura:

- [1] - Goodman R. E., Taylor R. L., Brekke T. L., “A Model for the Mechanics of Jointed Rock”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.94, May, pp.637-658, 1968.*
- [2] - De Jong D.L., Peutz M.G.F., Korswagen A.R., “Computer Program Bisar – Layered Systems under normal and tangential surface Loads”, *External Report, Shell Research B.V., 1973.*
- [3] - Uzan, J., Livneh, M., Eshed, Y., “Investigation of adhesion properties between asphalt concrete layers”, *Proceedings AATP, Vol.47, 495-521, 1978.*
- [4] - Marchionna A., “Comportamento strutturale delle pavimentazioni flessibili sotto l’azione di forze tangenziali”, *Atti del XVIII Convegno Nazionale Stradale, 1978.*
- [5] - Kennedy C.K., “The Development of slip-planes in Rolled Asphalt Surfacing”, *TRRL Report LR 813, 1978.*
- [6] - Leutner R., “Untersuchungen des Schichtenverbundes beim Bituminosen Oberbau”, *Bitumen 3, pp. 84-91, Heft, 3/1979.*
- [7] - Peattie K.R., “The incidence and investigation of slippage failures”, *The Performance of Rolled Asphalt Road Surfacing, ICE, London, pp 3-15, 1980.*
- [8] - Kennedy C.K., Lister N.W., ‘Experimental studies of slippage’, *The Performance of Rolled Asphalt Road Surfacing, ICE, London, pp 31-56, 1980.*
- [9] - Ishai I., Livneh M., “Functional and structural role of prime coat in asphalt pavement structures”, *Asphalt Paving Technology, vol. 54, Scottsdale, Arizona, 1984.*

- [10] - Brown S.F., Brunton J.M., “The influence of Bonding between Bituminous Layers”, *Highways and Transportation, Vol. 31(5), pp.16-17*, 1984.
- [11] - SETRA/DTC, “Le décollement des Couches de Revêtement de Chaussées”, *Information Note n° 25, SETRA*, 1986.
- [12] - Shahin M.Y., Van Dam T., Kirchner K., Blackmon E.W., “Consequence of Layer Separation on Pavement Performance”, *Report DOT/FAA/PM-86/48, Federal Aviation Administration, Washington D.C.*, 1987.
- [13] - Shahin M.Y., Kirchner K., Blackmon E., “Analysis of asphalt concrete layer slippage and its effect on pavement performance and rehabilitation design”, *Proceeding of sixth international conference structural design of asphalt pavements, vol. I*, 1987.
- [14] - Whiteoak D., “Shell Bitumen Handbook”, *Shell Bitumen UK*, 1990.
- [15] - Bats-Villard M., “Influence des Défauts de Liaison sur le Dimensionnement et le Comportement des Chaussées”, *PhD Thesis, University of Nantes*, 1991.
- [16] - Lepert P., Poilane J.P., Bats-Villard M., “Evaluation of Various Field Measurement Techniques for the Assessment of Pavement Interface Condition”, *Proceedings of the 7th International Conference on Asphalt Pavements, Vol. 3, pp. 224-237*, 1992.
- [17] - Shaat A.A., “ Investigation of Slippage of Bituminous Layer in Overlaid Pavement in Northern Ireland”, *Consultancy Report Submitted for the DOE in N. Ireland*, 1992.
- [18] - Nazarian S., Baker M.R., Crain K., “Developing and Testing a Seismic Pavement Analyser”, *Technical Report SHRP-H-375, Strategic Highways Research Program, Washington D.C.*, 1993.
- [19] - Santagata E., Canestrari F., Santagata F.A., “Laboratory Shear Testing of Tack Coat Emulsion”, *1st World Congress on Emulsion – Parigi*, 1993.

- [20] - Santagata E., Canestrari F., “Tensile and shear tests of interfaces in asphalt mixes: a new prospective on their failure criteria”, *2nd International Symposium – Ulster*, 1994.
- [21] - Codjia H., Erarbeitung eines Bewertung- shintergrundes für das Prüfverfahren 'Schichtenverbund nach Leutner' und Bestimmung der Präzision, Veröffentlichungen des Instituts für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe (TH), 1994.
- [22] - Canestrari F., Santagata E., “Analisi sperimentale e modelli teorici per lo studio del comportamento a taglio delle interfacce nei sistemi bituminosi multistrato”, *Le strade*, 1/94.
- [23] - Tschegg K.E., Kroyer G., Tan D.M., Stanzl-Tschegg S.E., Litzka J., “Investigation of bonding between asphalt layers on road construction”, *Journal of Transportation Engineering*, 309-317, 6-8/1995.
- [24] - De Bondt A.H., Scarpas A., “Reflective cracking control via stress-relieving systems”, *Reflective cracking in pavements, Maastricht*, 1996.
- [25] - Al Nageim H., Al Hakim B., Pountney D.C., “Reflection of interface condition modelling error on backcalculated moduli and pavement remaining life”, *1st Eurasphalt& Eurobitume Congress, Strasbourg*, 1996.
- [26] - Rabiot D., Morizur M., “Polymer-modified bitumen emulsions an advantage for the various road applications”, *1st Eurasphalt&Eurobitume Congress, Strasbourg*, 1996.
- [27] - Montmory P., “Colnet tack-coat appliacion process”, *Colas SA, 1st Eurasphalt&Eurobitume Congress, Strasbourg*, 1996.
- [28] - Leutner R., “Significance and Valutation of Layer Adhesion on Asphalt Concrete Pavements”, *1st Eurasphalt&Eurobitume Congress, Strasbourg*, 1996.

- [29] - Woodside A.R., Woodward W.D.H., Russel T.E.I., Peden R.A., “Measuring the adhesion of Bitumen to Aggregate”, *1st Eurasphalt&Eurobitume Congress, Strasbourg, 1996.*
- [30] - Belosoviè S., Zidekova E., “Adhesion of Bitumen Binders on Aggregates”, *1st Eurasphalt&Eurobitume Congress, Strasbourg, 1996.*
- [31] - Hachiya Y., Sato K., “Effect of tack coat on bonding characteristics at interface between asphalt concrete layers”, *Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements – Seattle, Washington, 1997.*
- [32] - Crispino M., Festa B., Giannattasio P., Nicolosi V., “Evaluation of the interaction between the asphalt concrete layers by a new dynamic test”, *Proceedings of the 8th International Conference on Asphalt Pavements – Seattle, Washington, 1997.*
- [33] - Al Hakim B., “An Improved Backcalculation Method to Predict Flexible Pavement Layers Moduli and Bonding Condition Between Wearing Course and Base Course”, *Ph.D. Thesis, Liverpool John Moores University, 1997.*
- [34] - Nikolova S., Grossey K., “Study of the influence of types of emulsions on the shear stress”, *Second world congress on emulsion, Bordeaux, 1997.*
- [35] - Canestrari F., Bocci M., “Influence of the old pavement surface conditions on the effectiveness of tack coat emulsions”, *Second world congress on emulsion, Bordeaux, 1997.*
- [36] - Augustin H., “Design of tack coat”, *Second world congress on emulsion, Bordeaux, 1997.*
- [37] - Woodside A.R., McIlhagger R., Woodward W.D.H., Clements H.W., “L’effet de l’enduit d’accrochage sur la performance des intercouches de détente des tensions”, *Deuxième congres mondial de l’émulsion, vol. 3, Bordeaux, 1997.*

- [38] - Simonin J.-M., and Maisonneuve P., “Dynamic Investigations in Assessing the Structural Condition of Pavements”, *Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, July 6-8, 1998*.
- [39] - Ciarmatori P., “Proposta di una nuova metodologia di prova per la determinazione delle proprietà a taglio di interfacce bituminose”, *Università Politecnica delle Marche, Istituto di Idraulica ed Infrastrutture Viarie, Tesi di laurea, 1998*.
- [40] - Fang Yingwu, “Development of Interface Models for Layered Pavement Structures”, *Journal of ASCE, 1998*.
- [41] - Partl M.N., Raab C., EMPA, “Shear adhesion between top layers of fresh asphalt pavements in Switzerland”, *7th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, 1999*.
- [42] - Al Nageim H., Al Hakim B., “Bonding conditions between pavement layers and their influence on pavement layers moduli and remaining life”, *Performance and durability of bituminous materials and hydraulic stabilised composites, 1999*.
- [43] - Romanoschi S.A., “Characterization of Pavement Layer Interfaces”, *Ph.D.Dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, 1999*.
- [44] - Mrawira D., Damude D.J., “Revisiting the effectiveness of Tack coats in HMA overlays: The shear strength of tack coats in young overlays”, *Proceedings of 14th Annual conference, Canadian Technical Asphalt Association Proceedings, pp.116-129, 1999*.
- [45] - Jain P.K., Sood V.K., “Bitumen emulsions for construction and maintenance of roads in India – Present scenario”, AEMA, *Proceedings of International Symposium on Asphalt Emulsion Technology, Washington, DC, 1999*.
- [46] - De Bondt A.H., “Anti-Reflective Cracking Design of (Reinforced) Asphaltic Overlays”, PhD thesis, Delft University of Technology, 1999.

- [47] - Kruntcheva M.R., Collop A.C., Thom N.H., “The Portable Seismic Pavement Analyser (PSPA): laboratory trials”, *Project Report PGR 2000-02, School of Civil Engineering, University of Nottingham, 2000.*
- [48] - Kruntcheva M.R., Collop A.C., Thom N.H., “Theoretical and Practical Aspects of the Importance of Bonding in a Pavement Structure.”, *Project Report PGR 2000-08, School of Civil Engineering, University of Nottingham, 2000.*
- [49] - Al Hakim B., Cheung L.W., Armitage R.J., “Use of FWD Data for Prediction of Bonding Between Pavement Layers”, *International Journal of Pavement Engineering, Vol 1(I), pp49-59, 2000.*
- [50] - Bourdrel D., Chabert D., “Efficacité du Collage des Couches”, 2nd *Eurasphalt&Eurobitume Congress, Barcelona, 2000.*
- [51] - Pérez-Jiménez F., Soto Sánchez J.A., Fernández C.M., “Special Modified Emulsions of Modified Bitumen for tack coats (n°261)”, 2nd *Eurasphalt&Eurobitume Congress, Barcelona, 2000.*
- [52] - Glet W. “Functionality and Connection of courses in Asphalt Road construction“, 2nd *Eurasphalt&Eurobitume Congress, Barcelona, 2000.*
- [53] - Noesler I., “New Possibilities for a quantitative test of the Adhesion between mineral aggregate and Bitumen”, 2nd *Eurasphalt&Eurobitume Congress, Barcelona, 2000.*
- [54] - Noesler I., “Adhesion between aggregates and Bitumen-performance testing of compacted Asphalt specimens by Means of the Dynamic Indirect Tensile Test”, 2nd *Eurasphalt&Eurobitume Congress, Barcelona, 2000.*
- [55] - D’Amoja S., Ranieri V., “Valutazione dell’influenza della natura degli inerti sul comportamento dei conglomerati bituminosi attraverso la prova Cantabro”, *X Convegno nazionale SIIV, Catania, 2000.*

- [56] - Pös J.K., Kruntcheva M.R., Collop A.C., Thom N.H., “Effects of Bond Between Pavement Layers”, *Project Report School of Civil Engineering, University of Nottingham*, 2001.
- [57] - Kruntcheva M.R., Collop A.C., Thom N.H., “Shear Box Tests: Finite Element Modelling”, *Project Report PGR 01-05, School of Civil Engineering, University of Nottingham*, 2001.
- [58] - Santagata F.A., Canestrari F., Santagata E., “Norma per la determinazione delle proprietà a taglio di interfacce bituminose”, *Progettazione ed adeguamento funzionale delle Infrastrutture Viarie – Convegno SIIV – Verona*, 2001.
- [59] - Texas Department of Transportation, Technical Advisory, Construction and Bridge Divisions, “Proper use of tack coat”, 2001.
- [60] - Carr A., Collop A.C., Kruntcheva M.R., “The behaviour of layered pavements structures:-the dynamic shear box”, University of Nottingham, Project Report, 5/2001.
- [61] - Stöckert U., “Schichtenverbund – Prüfung und Bewertungshintergrund“ – Straße und Autobahn, 11/2001.
- [62] - Appel S., “Neue Entwicklungen bei der Untersuchung des Schichtenverbundes von Asphaltsschichten“, *Diplomarbeit an der Fachhochschule Frankfurt am Main*, 2001.
- [63] - Pös J., Kruntcheva M.R., Collop A.C., Thom N.H., “Verbund von Asphaltsschichten: Prüfung, Einflüsse, Bewertung – Vergleichende Betrachtungen Deutschland – Großbritannien“, *Straße und Autobahn*, 53, pp. 177-190, 4/2002.
- [64] - Silva H.M.D., Pais J.C., Pereira P.A.A., “Evaluation of mastic in Bituminous mixtures“, *Proceedings of the 4th European Symposium on Performance of Bituminous and Hydraulic Materials in Pavements (BITMAT 4)*, Nottingham, UK, 2002.

- [65] - Pais J.C., Silva H.M.D., Pereira P.A.A., “Development of a laboratory test for Characterization of Asphalt-Aggregate adhesion”, *Proceedings of the 4th European Symposium on Performance of Bituminous and Hydraulic Materials in Pavements (BITMAT 4)*, Nottingham, UK, 2002.
- [66] - Sangiorgi C., Collop A.C., Thom N.H., “Studio sperimentale dell’adesione tra gli strati della pavimentazione stradale per mezzo del Leutner Shear Test”, *XXIV Convegno Nazionale e Stradale AIPCR, Saint Vincent*, 6/2002.
- [67] - Al Hakim B., “Flexible Composite Pavement Evaluation Incorporating Bond Between Layers”, *BCRA02, Lisbon*, 6/2002
- [68] - Al Hakim B., “The Importance of Good Bond Between Bituminous Layers”, *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP)*, Copenhagen, 2002.
- [69] - Romanoschi S.A., Metcalf J.B., “The Characterisation of Pavement Layer Interfaces”, *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP)*, Copenhagen, 2002.
- [70] - Hammoum F., De la Roche C., Piau J.-M., Stefani C., “Experimental Investigation of Fracture and Healing of Bitumen at Pseudo-contact of two Aggregates”, *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP)*, Copenhagen, 2002.
- [71] - Harders O., Noesler I., “Influence of the Surface Energy status of Aggregates on the Performance of Asphalt hot mix”, *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP)*, Copenhagen, 2002.
- [72] - Kiryukhin G.N., “Asphalt mixture design on the criteria of shear and crack resistance of the pavement”, *Proceedings of the 9th International Conference on Asphalt Pavements (ISAP)*, Copenhagen, 2002.
- [73] - Collop A.C., Thom N.H., “The Importance of Bond Between Pavement Layers”, *Final Report to EPSRC, GR/M63133/01*, 9/2002.

- [74] - Sangiorgi C., Collop A.C., Thom N.H., “Non-Destructive evaluation of Bond between asphalt layers”, *Atti del XII Convegno Internazionale SIIV 2002, Parma, Italia*, 30-31/10/2002.
- [75] - Mohammad L.N., Raqub M.A., Wu Z., Huang B., “Measurement of interlayer bond strength through shear tests”, *3rd International Conference Bituminous mixtures and Pavements, Thessaloniki, Greece*, 2002.
- [76] - Sangiorgi C., Collop A.C., Thom N.H., “Laboratory assessment of Bond condition using the Leutner Shear Test”, *3rd International Conference Bituminous mixtures and Pavements, Thessaloniki, Greece*, 2002.
- [77] - Thom N.H., Choi Y-K., Harireche O., “The Influence of aggregate Properties on Asphalt Performance”, *3rd International Conference Bituminous mixtures and Pavements, Thessaloniki, Greece*, 2002.
- [78] - Roffe J.C., Chaignon F., “Characterisation tests on bond coats: worldwide study, impact, tests, recommendations”, *3rd International Conference Bituminous mixtures and Pavements, Thessaloniki, Greece*, 2002.
- [79] - Struthers S.L., Richardson J., “Use of engineered bitumen emulsions as bond coats”, *3rd World Congress on Emulsion – Lione*, 2002.
- [80] - Collop A.C., Thom N.H., Sangiorgi C., “Assessment of Bond Condition Using the Leutner Shear Test”, *ICE Journal of Transportation, UK*, 12/2002.
- [81] - Santagata E., Canestrari F., “Temperature effects on the shear behaviour of tack coat emulsions used in flexible pavements”, *presentato all’International Journal of Pavement Engineering*, 2003.
- [82] - Mirò Recasens R., Pérez Jiménez F., Borrás Gonzalez J.M., “Evaluation of the effect of tack coats. LCB shear test”, *6^o RILEM Symposium PTEBM’03, Zurigo*, 2003.
- [83] - Sangiorgi C., Collop A.C., Thom N.H., “A Non-Destructive Impulse Hammer for evaluating the Bond between asphalt layers in a Road Pavement”,

International Symposium, Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE), Berlin, Germany, 16-19/9/2003.

[84] - Canestrari F., Ferrotti G., Santagata E., Santagata F.A., “Interpretazione del ruolo delle mani d’attacco nelle pavimentazioni flessibili”, *Rapporto finale CIRS, Workshop Bitem, Giachino Bitumi S.p.A., Valli-Zabban S.p.A., Asphaltica 2003, Padova, 2003.*

[85] - Caliendo C., “Influenza della variabilità dell’aderenza fra gli strati sullo stato tenso-deformativo delle pavimentazioni flessibili”

[86] - Masson J.-F., Lacassé M.A., “A Review of Adhesion mechanisms at the Crack Sealant-Asphalt Concrete interface”, <http://irc.nrc-cnrc.gc.ca/fulltext/nrcc43393.pdf>.

[87] - DiBenedetto A.T., “General Concepts of Adhesion”, *Paper Sponsored by “Committee on Effects of Natural Elements and Chemicals on Bitumen Aggregate Combinations”, 49th Annual Meeting.*

[88] - “Bitumen Emulsion Technical Bulletin”, AKZO NOBEL.

[89] - Rowe P.W., “The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact”, *Proceedings Royal Society, London A269, pp.500-527, 1962.*

[145] – Canestrari F., Grilli A., Santagata F.A., Virgili A., “Interlayer Shear Effects of Grid Reinforcements”, *Università Politecnica delle Marche, Ancona.*

[146] – Sangiorgi C., “Analisi sperimentale e teorica dei meccanismi di collegamento con leganti bituminosi degli strati di conglomerato bituminoso delle pavimentazioni stradali”, *Tesi di Dottorato in Ingegneria dei Trasporti.*

Riferimenti nelle Norme e Specifiche:

[90] - Norme tecniche di Appalto, Costruzione e Manutenzione delle pavimentazioni: Concessioni e Costruzioni Autostrade S.p.A., 1998.

- [91] - ANAS - Ente Nazionale per le Strade, Compartimento della Viabilità per l'Emilia Romagna - Bologna, Capitolato Sovrastruttura Stradale, 2000.
- [92] - ANAS - Ente Nazionale per le Strade, Compartimento della Viabilità per la Toscana – Firenze, Capitolato Sovrastrutture Stradali, 1997.
- [93] - BS DD 228: Determination of maximum density of bituminous mixtures (Rice Density Test).
- [94] - BS 434, Part 1: Specification for bitumen road emulsions.
- [95] - BS 434, Part 2: Code of practice for use of bitumen road emulsions.
- [96] - BS 594, Part 1: Hot rolled asphalt for roads and other paved areas: Specification for constituent materials and asphalt mixtures.
- [97] - BS 594, Part 2: Hot rolled asphalt for roads and other paved areas: Specification for transport, laying and compaction of hot rolled asphalt.
- [98] - BS 598, Part 104: Methods of test for the determination of density and compaction.
- [99] - BS 4987, Part 1: Specification for Coated Macadam for Roads and other paved areas: Specification for constituent materials and for mixtures.
- [100] - BS 4987, Part 2: Specification for Coated Macadam for Roads and other paved areas: Specification for transport, laying and compaction.
- [101] - BS 3690, Part 1: Specification for bitumens for roads and other paved areas.
- [102] - EN 13108-5, Bituminous mixtures. Material specification. Stone Mastic Asphalt.
- [103] - prEN 12697-11, Bituminous mixtures, Test method for hot mix asphalt: Determination of the compatibility between aggregate and bitumen.
- [104] - EN 12697-33, Test method for hot mix asphalt: Specimen preparation slab compactor.
- [105] - H.A. - Specifications for Highway Works – Series 900, Road Pavements - bituminous bound materials.

- [106] - British Board of Agreement (BBA), Highways Authorities Product Approval Scheme (HAPAS): Guidelines Document for the Assessment and Certification of Thin Surfacing Systems for Highways, Appendix A3, SG3/98/173, 2000.
- [107] - SN 640430: Enrobés bitumneux Compactés: Conception, exécution, exigences pour les couches en place. 2004.
- [108] - SN 671961: Enrobés bitumneux ; Determation de la liaison entre les couches.2000.
- [109] - Technical Bulletin : Merkblatt für Schichtenverbund, Näte, Anschlüsse und Randausbildungen: 2222-1998-01.
- [110] - Technical Bulletin : Merkblatt für Schichtenverbund, Näte, Anschlüsse und Randausbildungen: 2222-1998-02.
- [111] - 2312-1999: Asphalt Prüfung –ALP A-Stb Teil 4, Prüfung des Schichtenverbundes nach Leutner. 1999.

Riferimenti nel Web:

- [112] - <http://www.civeng.nottingham.ac.uk/p&g/cesares-web-page.htm>
- [113] - <http://www.ncpe.co.uk>
- [114] - <http://www.civeng.nottingham.ac.uk/p&g>
- [115] - http://www.ltrc.lsu.edu/pdf/projcap00_2B.pdf
- [116] - http://www.empa.ch/index_e.htm
- [117] - <http://www.nynas.com/sa/node.asp?node=5>
- [118] - http://www.petrochemicals.atofina.com/content/b4/si5/B4_5_Finaprene.pdf
- [119] - <http://www.highwaysmaintenance.com/contents.htm>
- [120] - <ftp://ftp.dot.state.tx.us/pub/txdot-info/cmd/tech/ta062901.pdf>
- [121] - http://hotmix.ce.washington.edu/wsdot_web/Modules/07_construction/tack_coats.htm
- [122] - <http://www.flexiblepavements.org/images/smoothseal%20tech%20bull.pdf>

- [123] - <http://www.civeng.carleton.ca/CAART/Main/shear.htm>
- [124] - <http://www.iht.org.uk/IHT.org/memberslounge/April02/July01/12-14.pdf>
- [125] - <http://www.arbit.de/html/fach320021.htm>
- [126] - <http://www.fb1.fh-frankfurt.de/~diplom/appel/>
- [127] - <http://www.mvnet.de/sba-mv/katalog/download/d59-60.DOC>
- [128] - <http://www.sma-viatop.com/englisch/schicht/starts.htm>
- [129] - <http://www.wsdot.wa.gov/biz/mats/pavement/Tack%20coat%20technote.pdf>
- [130] - <http://rip.trb.org/browse/perprj.asp?i=5965&n=Dylan%20Gordy>
- [131] - <http://www.provincia.bologna.it/viabilita/pdf/ravaioli.pdf>
- [132] - http://hotmix.ce.washington.edu/wsdot_web/Modules/09_pavement_evaluation/09-7_body.htm
- [133] - <http://www.asphalt-akzonobel.com/applications/tcbc/tcbc.htm>
- [134] - <http://www.graniterock.com/tn754.html>
- [135] - <http://www.acfenvironmental.com/pdf/petromat-install.pdf>
- [136] - <http://www.rea.org.uk/pages/page7.html>
- [137] - <http://www.ctre.iastate.edu/pubs/crossroads/82evaluation.pdf>
- [138] - <http://www.fp2.org/pdffiles/GlossaryOfTerms.pdf>
- [139] - <http://www.kochpavementsolutions.com/Distresses/pushing.htm>
- [140] - <http://www.lucid-communications.co.uk/projects/639/>
- [141] - <http://www.t2.unh.edu/winter03/pg2.html>
- [142] - <http://www.eecongress.org/2000/pdfbook3/session2/durand.pdf>
- [143] - <http://www.basf.com/businesses/consumer/dispersions/usa/asphalt/articles/crs%20emulsion%20for%20AEMA%20newsletter.pdf>
- [144] - <http://www.intech-nde.com/coatingsinspection/adhesiontesting/default.htm>