

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

*DIPARTIMENTO INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI
DICAM STRADE E GEOTECNICA*

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

in

Progettazione avanzata di infrastrutture viarie M

***STUDIO E DIMENSIONAMENTO DI SOVRASTRUTTURE
RINFORZATE: CORRELAZIONE TRA UN METODO DI CALCOLO
SEMPLIFICATO E CASI REALI***

CANDIDATO:
Vincenzo Veneziano

RELATORE:
Prof. Ing. Simone Andrea

CORRELATORI:
Prof. Ing. Sangiorgi Cesare
Dott. Ing. Mazzotta Francesco

Anno Accademico 2015/16

Sessione III

Alla mia famiglia

Ai miei amici

A chiunque mi abbia supportato

Sommario

DIPARTIMENTO INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA, AMBIENTALE E DEI MATERIALI DICAM STRADE E GEOTECNICA	1
1. Le Sovrastrutture stradali e tecniche di manutenzione.....	9
1.1 Introduzione	9
1.2 Premessa	9
1.3 Sovrastrutture storiche	10
1.4 Sovrastrutture moderne e tipologie	11
1.4.1 Sovrastruttura flessibile	12
1.4.2 Sovrastrutture rigide.....	13
1.4.3 Sovrastrutture semi rigide	15
1.5 Sovrastrutture a elementi modulari	16
1.5.1 Pavimentazioni in pietra	18
1.5.2 Pavimentazioni in masselli.....	18
1.6 Materiali.....	21
1.6.1 Descrizione delle scelte progettuali	21
1.6.2 Conglomerato bituminoso tiepido o Warm Mix Asphalt.....	23
1.6.3 Misto granulometrico stabilizzato.....	23
1.6.4 Misto cementato.....	24
1.6.5 Conglomerato bituminoso ad alto modulo per strati di base e collegamento.....	25
1.6.6 Misto granulometrico stabilizzato trattato con schiumato e cemento	27
1.6.7 Conglomerato bituminoso per strati di usura antisdrucchiolo SMA	29
1.7 Caratteristiche strutturali e funzionali delle sovrastrutture.	29
1.7.1 Caratteristiche strutturali.....	29
1.7.2 Caratteristiche funzionali.....	33
1.8 Tecniche di manutenzione	37
1.8.1 Premessa	37
1.9 Il Capitolato ANAS	38
1.9.1 Criteri generali	38
1.9.2 Traffico di riferimento per le scelte degli interventi.....	39
1.9.3 Tipi di intervento.....	39
1.9.4 Soluzioni indicate per i progetti di manutenzione e ripristino	40
1.9.5 Trattamenti superficiali	45
2. Dimensionamento sovrastrutture stradali.....	49
2.1 Premessa	49
2.2 Il concetto di asse equivalente	49
2.3 Metodi teorici.....	50

2.4 Metodi semi-empirici.....	50
2.4.1 Metodo dell'indice di gruppo.....	50
2.4.2 Metodo CBR prima formulazione.....	51
2.4.3 Metodo AASHO Interim guide (AIG).....	53
2.4.4 Metodo "Road Note 29".....	53
2.5 Metodi razionali.....	54
2.5.1 Bistrato di Burmister.....	54
2.5.2 Metodo di Biroulia-Ivanov.....	56
2.6 Metodi basati sul calcolo a fatica.....	59
2.7 Determinazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.....	60
2.8 Verifiche a fatica.....	60
2.9 Catalogo delle pavimentazioni.....	64
3. Le pavimentazioni rinforzate.....	66
3.1 Premessa.....	66
3.2 Introduzione.....	66
3.3 Le pavimentazioni rinforzate.....	67
3.4 Meccanismi di rottura delle pavimentazioni stradali.....	68
3.4.1 Fessurazione a fatica.....	68
3.4.2 Reflective cracking.....	72
3.4.3 Distacco fra strati bituminosi.....	74
3.5 Rinforzo di sovrastrutture stradali pavimentate.....	76
3.5.1 Rinforzo di strati non legati.....	77
3.5.2 Rinforzo di strati legati.....	81
3.6 Geosintetici.....	84
3.7 Rinforzi metallici.....	93
4. Il software olcrack.....	97
4.1 Criteri alla base della realizzazione del programma di calcolo.....	97
4.2 Descrizione del software.....	97
5. Casi reali studiati.....	105
6. Analisi di sensitività del software.....	135
6.1 Prova 1: pavimentazione rinforzata con installazione non ottimale.....	135
6.2 Prova 2: pavimentazione rinforzata con bitume molto più rigido.....	136
6.3 Prova 3: pavimentazione rinforzata con propensione all'innesco crepe molto minore.....	138
6.4 Prova 4: pavimentazione rinforzata con invecchiamento precoce.....	140
6.5 Analisi qualitativa di sensitività e riepilogo.....	141
7. Il software Alize.....	144
7.1 Descrizione del software.....	144
7.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa.....	152

7.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford	160
7.4 Ivato international airport	165
7.5 Analisi risultati.....	172
7.6 Conclusioni	175
8. Il software MePADS.....	178
8.1 Caratteristiche e proprietà del software MEPADS.....	178
8.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa	187
8.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford.....	197
8.4 Ivato international airport	204
8.5 Analisi risultati	212
9. Analisi costi-benefici	218
9.1 Introduzione.....	218
9.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa.....	218
9.2.1 Soluzione progettuale zero (installazione del geosintetico)	218
9.2.2 Soluzione progettuale uno (aumento della rigidità dei vari strati)	219
9.2.3 Soluzione progettuale due (costo della manutenzione da non eseguire per via dell'aumento di vita utile).....	224
9.2.4 Soluzione progettuale tre (costo della manutenzione da non eseguire per via dell'aumento di vita utile).....	224
9.2.5 Confronto tra le quattro soluzioni progettuali.....	225
9.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford.....	226
9.3.1 Soluzione progettuale scelta (installazione del geosintetico).....	226
9.3.2 Soluzione progettuale alternativa non scelta (manutenzione ordinaria che non è stata eseguita)	227
9.3.3 Confronto tra le due soluzioni progettuali.....	227
9.4 Ivato international airport	228
9.4.1 Soluzione progettuale zero (original design of structural pavement)	228
9.4.2 Soluzione progettuale uno (pavimentazione rinforzata)	229
9.4.3 Confronto tra le due soluzioni progettuali.....	230
10. Conclusioni.....	233
11. Bibliografia	236

Capitolo 1

1. Le Sovrastrutture stradali e tecniche di manutenzione

1.1 Introduzione

La strada come la conosciamo oggi tutti quanti è nata dal genio dell'ingegneria romana come via di comunicazione e controllo di uno dei più grandi imperi mai esistiti.

La parola strada deriva *stratus*, participio passato di *sternĕre* col significato di stendere, selciare a sua volta derivante dal verbo sanscrito *Strnâmi* che ha lo stesso significato.

1.2 Premessa

La sovrastruttura stradale è costituita da un insieme di strati che, partendo dal piano di viabile, raggiungono la sommità del rilevato o il piano di posa nelle sezioni in trincea. La sua funzione principale consiste nel ripartire i carichi, applicati in superficie dai veicoli, in modo da renderli compatibili con la portanza del sottofondo.

Poiché le sollecitazioni si smorzano con la profondità, i materiali degli strati devono avere caratteristiche fisico-meccaniche diverse in funzione dell'intensità e del tipo di sollecitazione prevalente.

Una sovrastruttura stradale deve rispondere ad alcuni requisiti fondamentali:

1. *portanza*: rappresenta l'attitudine a sopportare carichi senza subire deformazioni elastiche e plastiche oltre una soglia limite. è affidata principalmente agli strati profondi e condiziona la vita utile della sovrastruttura;
2. *aderenza*: è un fattore fondamentale per il raggiungimento degli obiettivi di sicurezza della circolazione ed è collegata alle caratteristiche compositive e alla tessitura dello strato superficiale;
3. *regolarità*: da essa dipendono il comfort di marcia e la sicurezza del moto;
4. *drenabilità*: anch'essa connessa alle esigenze di sicurezza e dipendente dalla composizione delle miscele utilizzate;
5. *visibilità*: funzione del colore e delle caratteristiche di assorbimento della luce del materiale costituente il tappeto superficiale, anch'essa strettamente collegata ai requisiti di sicurezza.

1.3 Sovrastrutture storiche

I Romani, abili ingegneri svilupparono metodologie sulle quali si fonda ancora oggi la nostra tecnica delle costruzioni stradali; essi furono i primi ad intuire l'importanza delle strade, che servivano all'esercito per conquistare e controllare territori nuovi in breve tempo.

La costruzione vera e propria della strada romana iniziava con lo scavo di due trincee poco profonde e parallele fra loro (*sulci*) che definivano la larghezza prescelta per la strada. Dopo aver delimitato in tal modo i margini della strada, il terreno incoerente fra i due “sulci” veniva rimosso e lo scavo proseguiva fino a raggiungere un livello di terreno stabile, sul quale impostare opportunamente la pavimentazione.

Lo scavo veniva successivamente riempito con quattro diversi strati di materiale:

- lo *statumen*, strato più profondo corrispondente all'attuale fondazione, in pietre di grosse dimensioni tali da poter essere movimentate a mano.
- la *rudratio* (o *rudus*), o base, costituita da aggregato lapideo frantumato, legato con calce.
- il *nucleus*, composto di aggregato più piccolo del precedente (sabbia e pietrisco), che costituiva il letto di posa del pavementum.
- *pavimentum* (o *crusta*), o strato di usura. Il pavementum delle strade principali era realizzato con i *basoli*, grandi pietre aventi superficie piatta e forma a cuneo, in modo da penetrare solidamente nel terreno.

Le strade pavimentate con i basoli venivano chiamate, come già citato in precedenza, *viae lapidibus stratae* ed erano in genere le vie più importanti.

Le strade secondarie (*viae glareatae stratae*) erano costruite, per quanto riguarda gli strati di fondazione e di base, con la medesima tecnica delle precedenti, mentre lo strato superiore in basoli era qui sostituito da ghiaia compattata, chiamata *summa crusta*, opportunamente sagomata per il drenaggio delle acque piovane.

Un terzo tipo di strada, le cosiddette *viae terraneae*, era caratterizzato dall'assenza di pavimentazione ed era probabilmente realizzata semplicemente compattando la terra naturale presente in situ.

Oggi la tecnologia delle pavimentazioni stradali sfrutta numerosi *materiali*, diversi per caratteristiche chimiche, fisiche e meccaniche ma l'eredità romana è ancora evidente nella struttura della pavimentazione. Tuttora le pavimentazioni sono, nella stragrande maggioranza dei casi, costituite da strati sovrapposti realizzati in materiali diversi e, nelle strade a traffico leggero e

medio, a volte ritroviamo gli stessi materiali impiegati dagli antichi Romani, soprattutto per quanto riguarda gli strati di fondazione e di base.

È interessante notare infine che l'eredità romana si ritrova intatta nella tecnologia delle pavimentazioni ad elementi modulari, in pietra o in masselli di calcestruzzo, che conservano praticamente invariata la struttura inventata dai Romani.

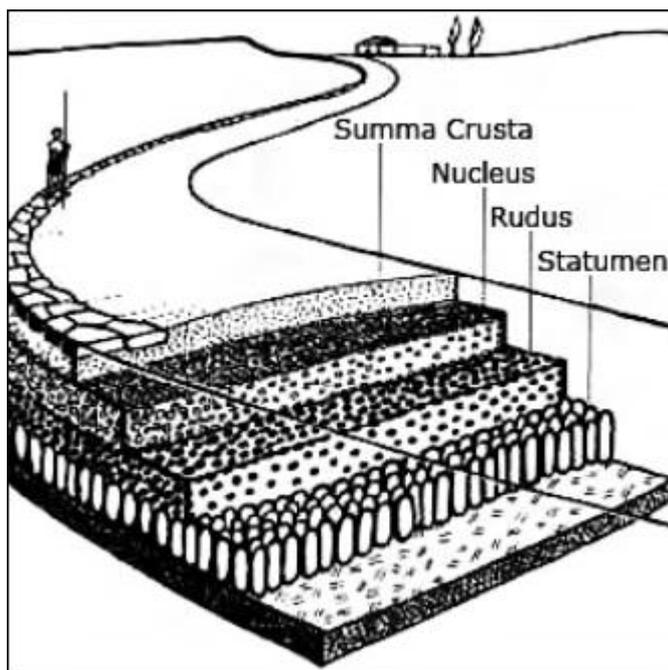


figura 1.1a: Viae glareae stratae

1.4 Sovrastrutture moderne e tipologie

Le sovrastrutture stradali possono essere classificate in quattro macrocategorie:

- Sovrastrutture flessibili
- Sovrastrutture rigide
- Sovrastrutture semirigide
- Sovrastrutture ad elementi

Le diverse soluzioni si differenziano principalmente per la composizione e lo spessore degli strati. Di seguito sono mostrate in generale le caratteristiche delle tre tipologie di sovrastruttura principali.

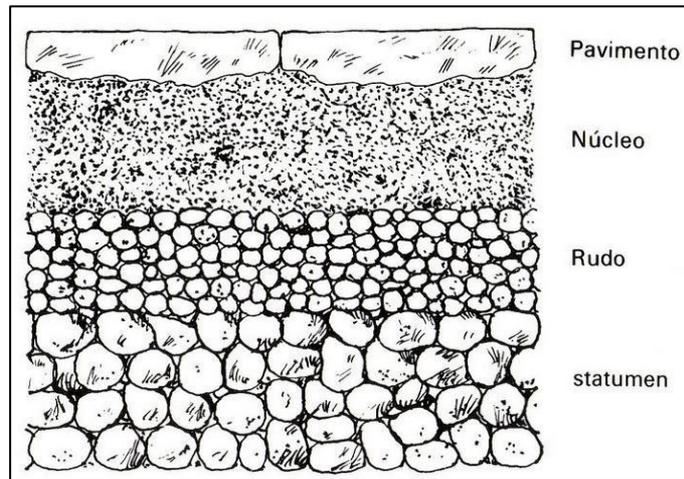


Figura 1.1b: Viae glareatae stratae

Figura 1.1b: Viae glareatae stratae

1.4.1 Sovrastruttura flessibile

Una sovrastruttura flessibile è costituita, eccetto lo strato di fondazione, da strati in conglomerato bituminoso disposti, a partire dal piano di posa, nel seguente ordine):

- *Fondazione*: costituita da una miscela selezionata di aggregati non legati aventi una granulometria assortita. Ha la funzione di ripartizione dei carichi e funge da elemento di separazione tra il sottofondo e i materiali superficiali più pregiati, ostacolando la risalita capillare dell'acqua e la contaminazione degli strati sovrastanti da parte delle particelle fini.
- *Strato di base*: realizzato in conglomerato bituminoso, con dimensione nominale degli aggregati di solito inferiore a quella della fondazione. È chiamato a resistere a fenomeni di fatica e riveste un ruolo fondamentale nella limitazione dell'ormaiamento superficiale.
- *Strato di collegamento o binder*: in conglomerato bituminoso, avente caratteristiche compositive intermedie tra gli strati di base ed usura. *Strato di usura*: in conglomerato bituminoso, deve resistere alle azioni superficiali trasmesse dai veicoli e garantire buone prestazioni di aderenza e regolarità, indispensabili per il confort di moto e la sicurezza. Deve, inoltre, impedire la dannosa percolazione delle acque meteoriche verso gli strati profondi

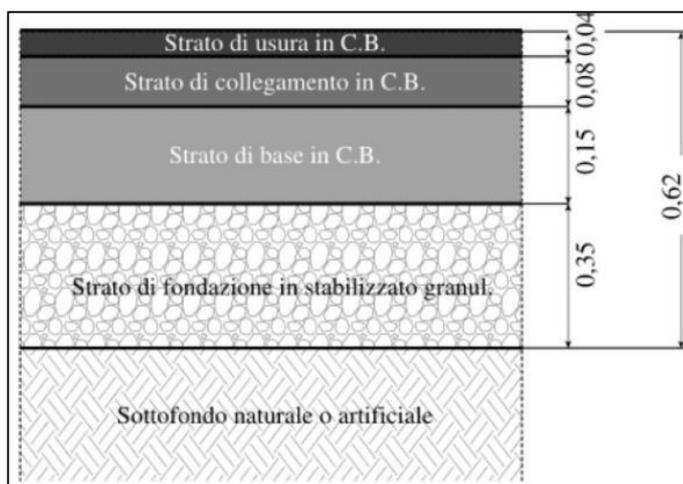


Figura 1.2: struttura tipica di una pavimentazione flessibile

Vantaggi	Svantaggi
Flessibilità	Limitata resistenza alle deformazioni permanenti
Assenza di giunti	Colore impattante
Tempi rapidi di apertura al traffico	
Regolarità e aderenza e levate	

Figura 1.3: Principali caratteristiche prestazionali delle sovrastrutture flessibili

1.4.2 Sovrastrutture rigide

Le sovrastrutture rigide sono costituite da uno strato superficiale in calcestruzzo (eventualmente armato), poggiante su uno strato in misto cementato e su una fondazione in stabilizzato granulometrico.

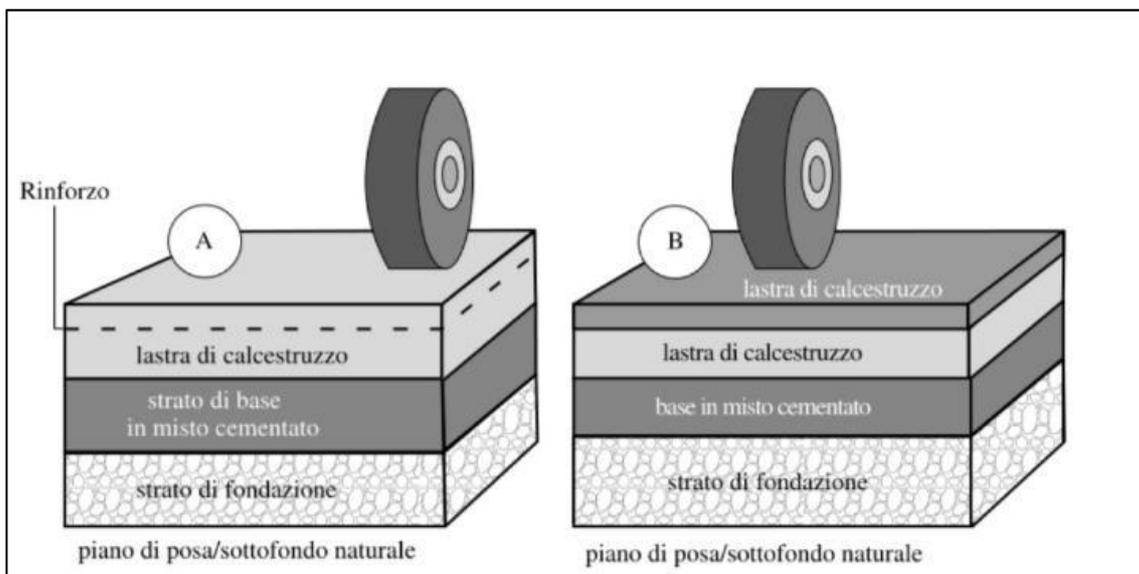


Figura 1.4 a: Sezioni tipiche di sovrastrutture rigide

Le sovrastrutture rigide, in base alla modalità di costruzione della lastra di calcestruzzo possono essere classificate in:

- sovrastrutture in calcestruzzo non armato;
- sovrastrutture in calcestruzzo ad armatura continua;
- sovrastrutture in cemento armato precompresso.

Le prime sono le più diffuse e sono realizzate includendo giunti longitudinali e trasversali le cui principali funzioni sono: permettere il ritiro del calcestruzzo durante la presa, consentire le variazioni volumetriche in seguito a variazioni di temperatura stagionali e giornaliere, permettere i cedimenti differenziali e le riprese di getto e di lavoro.

I principali inconvenienti legati ai giunti sono rappresentati da:

- riduzione del comfort di moto;
- concentrazione di tensioni in corrispondenza del giunto stesso;
- rammollimento dei sottofondi per infiltrazione di acqua;
- effetto “pumping”: in seguito a infiltrazioni di acqua, sotto l’azione del traffico

veicolare la lastra si abbassa e l’acqua viene pompata verso l’alto trascinando con sé i grani di terreno degli strati non legati.

Le sovrastrutture in calcestruzzo ad armatura continua sono poste in opera in lastre e l'armatura può interessare l'intradosso e l'estradosso o essere posizionata a metà spessore.

Le sovrastrutture in cemento armato precompresso (CAP), infine, sono poco utilizzate per la difficoltà di esecuzione e si utilizzano soprattutto per gli aeroporti. Sono a cavi pretesi e consentono di ridurre lo spessore delle lastre del 30-40%.

Le sovrastrutture rigide sono non idonee per elevati regimi di traffico ed hanno in Italia una diffusione molto limitata.

Vantaggi	Svantaggi
Elevata resistenza ai carichi statici	Tempi di realizzazione
Elevata resistenza a fatica e assenza di deformazioni permanenti	Presenza di giunti di deformazione
Colore poco impattante	Costi
	Manutenzione difficile in presenza di sottoservizi

Figura 1.5: Vantaggi e svantaggi delle sovrastrutture rigide

1.4.3 Sovrastrutture semi rigide

Si caratterizzano per lo strato superficiale costituito da conglomerato bituminoso e per quello di base formato in parte da conglomerato bituminoso e in parte da misto cementato; la fondazione è realizzata in stabilizzato granulometrico.

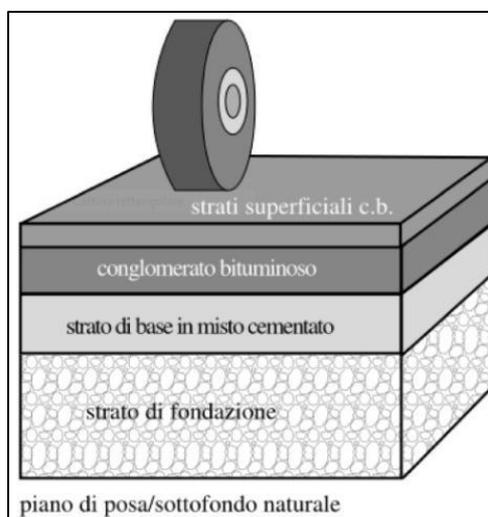


Figura 1.6: Sezione di una sovrastruttura semirigida

Le pavimentazioni semirigide rappresentano la scelta più idonea per le strade extraurbane principali e le autostrade. In tabella sono riassunti i relativi vantaggi e svantaggi.

Vantaggi	Svantaggi
Elevata resistenza ai carichi statici	Fessurazioni dello strato di base
Elevata resistenza a fatica	Colore impattante
Regolarità e aderenza elevate	

Figura 1.7: Principali caratteristiche prestazionali delle sovrastrutture semirigide

1.5 Sovrastrutture a elementi modulari

Nei centri urbani una alternativa all'utilizzo del conglomerato bituminoso è rappresentata dalle sovrastrutture a elementi modulari, queste sono caratterizzate da uno strato superficiale che può essere realizzato in masselli di calcestruzzo, cubetti di porfido o blocchi di pietra di varie dimensioni. Sono generalmente costituite da uno strato di fondazione e da uno di base in misto granulare, posti entrambi al di sotto di un letto di sabbia sul quale sono collocati gli elementi.

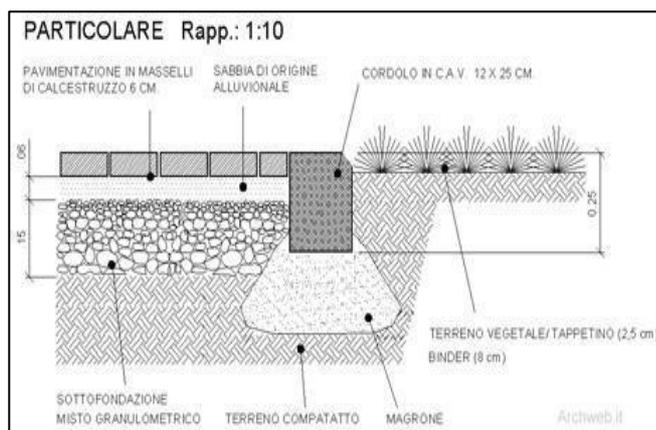


Figura 1.8: Schema degli strati in una sovrastruttura a elementi modulari.

Sono sovrastrutture che presentano un'ottima aderenza, per contro risultano essere molto rumorose e talvolta non confortevoli a causa delle irregolarità tra gli elementi. Nella posa, che avviene su letti di sabbia, deve essere garantita la perfetta planarità della base; completata la fase di posa si provvede alla sigillatura dei giunti con bitume, in modo da proteggere il sottofondo dalle infiltrazioni e gli spigoli delle lastre da rottura.

È importante sottolineare che la sabbia funge da barriera alla propagazione in superficie delle fessurazioni presenti nella base e che le sue caratteristiche sono determinanti per un buon comportamento del sistema nei confronti dei carichi.

La facilità di posa in opera e di rimozione, la persistenza di condizioni di sicurezza in qualsiasi condizione meteorologica, la capacità di resistere alle azioni tangenziali e verticali del traffico sono alcune delle caratteristiche principali di questo tipo di sovrastruttura.



Figura 1.9: Fasi della posa in opera degli elementi

La maggior parte delle pavimentazioni ad elementi è costruita in blocchi di pietra o in masselli:

1.5.1 Pavimentazioni in pietra

Le pavimentazioni costituite da blocchi di pietra di varie dimensioni si distinguono in ciottolati, lastricati e selciati. La differenza fra i vari tipi è relazionata alla forma e alle dimensioni degli elementi.

- I ciottolati sono formati da elementi più o meno grossi di forma tondeggianti.
- I lastricati sono invece costituiti da blocchi di pietra a forma parallelepipedica con due dimensioni più sviluppate rispetto alla terza (che costituisce lo spessore del lastricato). Hanno un'ottima resistenza al rotolamento e se la pietra utilizzata risulta essere molto dura possono avere una vita di servizio molto lunga, oltre 40 anni; per contro sono molto rumorose e talvolta non confortevoli per i viaggiatori, a causa delle irregolarità che possono presentare. I materiali più impiegati sono il porfido, il basalto e il granito. La parte superficiale, a contatto con gli pneumatici, deve essere lavorata al fine di incrementare l'aderenza. La posa avviene su letti di sabbia o di malta di spessore variabile in funzione della portanza del sottofondo. A completamento della posa si provvede talvolta alla sigillatura dei giunti in modo da evitare infiltrazioni nel sottofondo e rottura degli spigoli delle lastre.
- I selciati sono realizzati con blocchetti di dimensioni inferiori a quelli impiegati per i lastricati. Possono essere composti o mediante l'accostamento su file parallele di elementi uguali, oppure con soluzioni architettoniche più efficaci, □ ad esempio ad arco, che migliorano le condizioni di esercizio della pavimentazione. L'impianto ad arco consiste nel disporre i cubetti secondo serie continue di archi di circonferenza di raggio assegnato. La posa avviene disponendo un letto di sabbia e man mano che si sistemano gli elementi lapidei si procede alla battitura di posa, infine si opera una battitura generale.

1.5.2 Pavimentazioni in masselli

I masselli autobloccanti di calcestruzzo sono da tempo impiegati per le pavimentazioni della viabilità minore e in ambito urbano. In Italia, questo tipo di sovrastruttura si è sviluppato negli ultimi 30 anni, soprattutto per zone pedonali, piste ciclabili, parcheggi, aree industriali e centri storici. I masselli autobloccanti sono degli elementi che, sotto l'azione del traffico, tendono ad autobloccarsi per mutua azione sulle superfici laterali o verticali. Pertanto l'autobloccaggio o 'interlocking' migliorando il trasferimento delle tensioni tangenziali nei giunti, incrementa la rigidità della pavimentazione riducendone la deformabilità. Le prestazioni strutturali e funzionali di una pavimentazione in masselli sono fortemente condizionate da diversi fattori quali la geometria dei blocchi, le loro dimensioni, la disposizione e la modalità di posa in opera.

In generale all'aumentare delle ripetizioni di carico, tanto più è articolata la forma del massello, quanto più si riducono le deformazioni orizzontali e l'ormaiamento.

L'estensione della superficie dei masselli ha poca influenza sulle prestazioni complessive della pavimentazione; al contrario sensibili sono i vantaggi ottenibili con gli spessori più elevati. La pavimentazione in masselli è generalmente composta da:

1. strato di masselli autobloccanti
2. strato di sabbia
3. strato di base (non sempre presente)
4. strato di fondazione

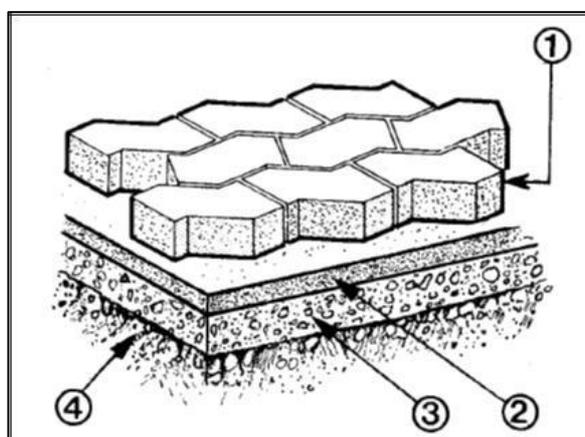


Figura 1.10: Schema di posa delle pavimentazioni ad elementi modulari: 1. rivestimento; 2. letto di posa in sabbia; 3. sottofondo; 4. terreno di fondazione.

Lo strato di base non sempre è presente: in genere viene previsto solo nei casi di strade a traffico pesante o sottofondi di bassa capacità portante in modo da avere un piano di posa della sabbia e dei masselli poco deformabile e regolare.

La norma UNI EN 1338:2004 “Blocchi di calcestruzzo per pavimentazione - Requisiti e metodi di prova”, stabilisce che il rapporto fra i lati e lo spessore è pari a 4 e classifica i masselli di calcestruzzo secondo tre tipi:

- elementi a forma singola, caratterizzati da forme semplici;
- elementi a forma composta, caratterizzati da forme risultanti dalla somma di figure singole o loro varianti;
- elementi componibili, caratterizzati da forme tra di loro complementari;

In base alla loro forma, i masselli autobloccanti in calcestruzzo possono essere classificati in tre grandi categorie:

- masselli ad incastro orizzontale;
- masselli ad incastro verticale;
- masselli forati e griglie.

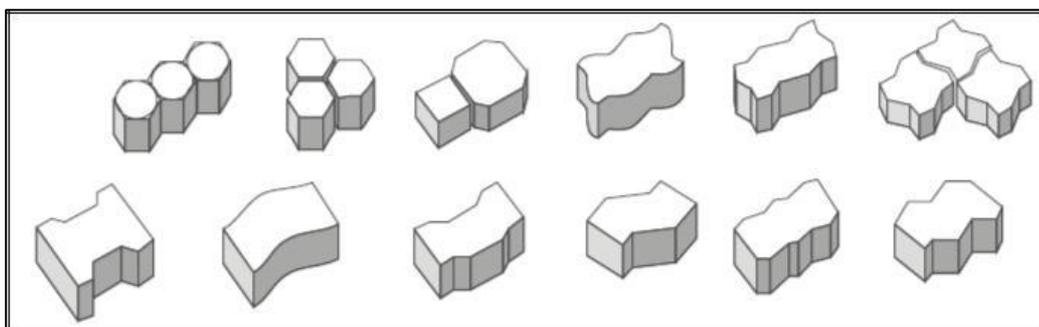


Figura 1.11: Masselli ad incastro orizzontale

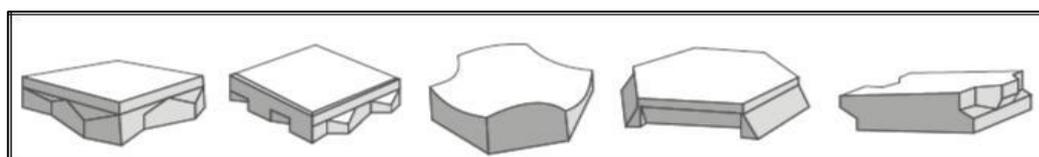


Figura 1.12: Masselli ad incastro verticale

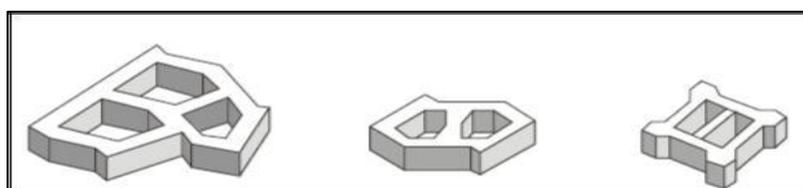


Figura 1.13: Masselli forati

La scelta della disposizione da seguire dipende da due fattori principali: dalla loro forma e dal comportamento sotto carico. Quest'ultimo aspetto è maggiormente considerato per le strade a traffico pesante dove è richiesto un incastro maggiore fra i masselli per minimizzare le

deformazioni permanenti e garantire un adeguato livello di servizio nel tempo. Il letto di posa dei masselli è costituito da uno strato di sabbia e le funzioni principali sono:

- riempire la parte più bassa dei giunti in modo da sviluppare l'auto-bloccaggio fra due masselli adiacenti;
- costituire un regolare letto di posa dei masselli, tale da evitare l'insorgere di tensioni concentrate, dannose per i masselli stessi;
- assorbire le tolleranze costruttive degli spessori dei masselli;
- contribuire alla distribuzione sul sottofondo delle sollecitazioni generate dal traffico.

Per costituire il letto di posa dei masselli la sabbia deve essere:

- facilmente stesa con uno spessore uniforme;
- facilmente compattabile;
- drenante;
- in grado di riempire i giunti fra i masselli;
- resistente alla degradazione meccanica.

I materiali impiegati per la costruzione degli strati di base e di fondazione sono quelli utilizzati per le pavimentazioni flessibili e semirigide.

1.6 Materiali

1.6.1 Descrizione delle scelte progettuali

La sovrastruttura stradale deve assolvere alle seguenti esigenze progettuali:

- a) garantire la stabilità strutturale durante l'intera vita utile dell'infrastruttura valutata in 30 anni.
- b) assicurare caratteristiche funzionali accettabili in qualsiasi condizione meteorologica sia sotto l'aspetto dell'aderenza e quindi della sicurezza della circolazione, sia sotto l'aspetto della regolarità del piano viabile e quindi del comfort di moto.
- c) intervenire con profondità modeste nella situazione esistente al fine di interferire il meno possibile con i sottoservizi attualmente in opera.

- d) organizzare la sovrastruttura stradale con i dispositivi necessari al fine di limitare, ed anche annullare, le vibrazioni indotte dai veicoli circolanti negli edifici limitrofi.
- e) armonizzare le operazioni di costruzione al fine di snellire la cantierizzazione in modo che i disagi alla circolazione, durante lo svolgimento dei lavori, siano i minori possibili.
- f) assicurare la possibilità d'ispezione ai sottoservizi che rimangono sotto la nuova sovrastruttura.
- g) consentire un ridotto impatto ambientale in termini di risparmio energetico, di inerti pregiati e di risorse di cava.

Per quanto riguarda la stabilità strutturale (punto a) lo stato di sollecitazione sotto carico deve essere contenuto nei limiti accettabili in relazione alle caratteristiche dei materiali. Il calcolo deve essere condotto considerando anche le leggi di fatica al fine di valutare la ripetitività dei carichi fino alla fine della vita utile, considerando per vita utile l'arco temporale nel quale non sono necessarie opere di manutenzione straordinarie.

Per quanto riguarda le caratteristiche funzionali (punto b) della pavimentazione espresse al si deve porre particolare attenzione allo strato più superficiale, quello di usura. Una scelta ottimale è l'utilizzo, per tale strato, di conglomerato bituminoso modificato tipo SMA che, oltre a garantire una maggiore durabilità, consente di avere elevati valori di aderenza superficiale, in virtù della sua microrugosità e della sua macrorugosità.

Il problema della limitazione delle vibrazioni, od anche del loro annullamento (punto d), riveste una particolare rilevanza: le vibrazioni sono infatti lesive degli assetti strutturali degli edifici e compromettono la qualità della vita degli abitanti. Per contenere le dimensioni di questo problema occorre agire su due fronti: isolare la sovrastruttura avvolgendola in materiali idonei in modo che le vibrazioni si smorzino al suo interno e non si propaghino all'esterno ed utilizzare materiali ad elevate prestazioni con elevati moduli di rigidezza e che garantiscono la migliore regolarità e la maggiore resistenza all'ormaiamento.

In merito allo snellimento della cantierizzazione (punto e), la costruzione della sovrastruttura deve avere bisogno di un numero modesto di operazioni.

Per quanto riguarda la possibilità d'ispezione dei sottoservizi (punto f), occorre che i materiali che si pongono in opera siano facilmente aggredibili e facilmente ripristinabili. Infine, al fine di ridurre il consumo di materiali inerti di cava pregiati e contemporaneamente garantire un certo risparmio energetico (punto g), si può prevedere l'utilizzo di materiale fresato proveniente dalla demolizione di vecchie pavimentazioni da riciclare a caldo all'interno degli strati legati a bitume.

L'additivazione con fluidificante del bitume, oltre a garantire ottime caratteristiche prestazionali, permette di riciclare in impianto senza nessun accorgimento particolare fino al 35-40% di materiale in peso.

1.6.2 Conglomerato bituminoso tiepido o Warm Mix Asphalt

I warm mix asphalt consentono di ridurre le temperature di produzione e di stesa delle tradizionali tecniche a caldo, dando luogo ad un sensibile risparmio energetico e ad un cospicuo abbattimento delle emissioni, senza compromettere la qualità finale, con evidenti vantaggi in termini ambientali e di condizioni di lavoro. Il materiale presenta caratteristiche prestazionali in generale migliori, minor invecchiamento del legante bituminoso, per cui maggior durabilità. Una delle tecnologie principali per la produzione di WMA è rappresentata dall'utilizzo di additivi di tipo organico come le *cere paraffiniche*, che permettono la riduzione di viscosità del legante bituminoso ad una data temperatura. La riduzione di viscosità permette la perfetta miscelazione ed il ricoprimento di tutte le particelle di aggregato da parte del mastice legante a temperature più basse di quelle generalmente richieste per la produzione di miscele a caldo HMA senza che risultino necessarie delle significative modifiche di impianto e di attrezzature.

L'impiego di miscele WMA per tutti gli strati legati a bitume permette di garantire rispetto ai conglomerati bituminosi a caldo:

- una significativa riduzione del consumo energetico
- una riduzione dell'impatto ambientale
- una migliore qualità della messa in opera ed una maggiore affidabilità ed uniformità delle caratteristiche volumetriche della miscela in tutte le condizioni (ottimali o meno)
- una minore perdita delle parti volatili a causa dell'alta temperatura e conseguentemente un minor invecchiamento del legante bituminoso nella fase di produzione e stesa con conseguente incremento delle prestazioni del conglomerato bituminoso nel tempo
- una maggiore durabilità degli strati
- una maggiore portanza degli strati grazie alla maggiore viscosità del legante alle temperature massime di utilizzo
- l'ancor più facile riciclo a «tiepido» in impianto di materiale fresato proveniente dalla demolizione di vecchie pavimentazioni con percentuali prossime al 35-40% in peso senza nessuna sostanziale modifica del processo produttivo e con ottime prestazioni in opera del prodotto finito

1.6.3 Misto granulometrico stabilizzato

Il misto granulometrico stabilizzato è costituito principalmente da aggregati provenienti dalla fresatura della preesistente pavimentazione stradale la cui granulometria potrà essere eventualmente corretta con l'aggiunta di aggregato fresco in opportune quantità e pezzature. La

stesa della miscela viene realizzata tramite “motor grader” e successivamente compattata tramite rulli compattatori tradizionali.

Gli aggregati non legati sono caratterizzati dalle seguenti specifiche:

- l’aggregato non deve avere dimensioni superiori a 63 mm, né forma appiattita, allungata o lenticolare
- la granulometria deve essere compresa in un fuso predefinito ed avere andamento continuo ed uniforme
- la perdita in peso alla prova Los Angeles deve essere inferiore al 30% in peso
- l’equivalente in sabbia, misurato sulla frazione passante al setaccio ASTM n. 4 deve essere compreso tra 40 ed 80

Conglomerato bituminoso per stabilizzato	
Crivelli e setacci uni	Passante % totale in peso
Crivello 71	100
Crivello 40	75 - 100
Crivello 25	60 - 87
Crivello 10	35 - 67
Crivello 5	25 - 50
Setaccio 2	15 - 40
Setaccio 0.4	7 - 22
Setaccio 0,075	2 - 10

Figura 1.14: Fuso granulometrico di riferimento per lo stabilizzato

1.6.4 Misto cementato

Il misto cementato per fondazione (sottobase) è costituito da una miscela di inerti lapidei cemento ed acqua. Gli aggregati (ghiaie e sabbie) presentano, orientativamente, le seguenti caratteristiche:

- dimensioni non superiori a 40 mm;
- percentuale, in peso, di frantumato compresa tra il 30 ed il 60%;
- forma non appiattita, allungata e lenticolare;

- perdita di peso alla prova Los Angeles non superiore al 30% in peso;
- equivalente in sabbia fra 30 e 60;
- W_p uguale a zero (materiale non plastico).

La granulometria, con andamento continuo ed uniforme, sarà compresa ne fuso:

Conglomerato bituminoso per misto cementato	
Crivelli e setacci uni	Passante % totale in peso
Crivello 40	100
Crivello 30	80 - 100
Crivello 25	72 - 90
Crivello 15	53 - 70
Crivello 10	40 - 55
Crivello 5	28 - 40
Setaccio 2	18 - 30
Setaccio 0.4	8 - 18
Setaccio 0.18	6 - 14
Setaccio 0,075	5 - 10

Figura 1.15: Fuso granulometrico per il misto cementato

Come legante idraulico deve essere impiegato cemento normale (Portland, pozzolanico o d'alto forno) di classe 325. A titolo indicativo la percentuale di cemento è compresa tra il 2,5% e il 3,5% sul peso degli inerti asciutti. È possibile sostituire parzialmente questa percentuale con cenere di carbone del tipo leggero di recente produzione. L'acqua d'impasto, esente da impurità, è commisurata all'umidità ottima di costipamento.

1.6.5 Conglomerato bituminoso ad alto modulo per strati di base e collegamento

La parte superiore della sovrastruttura stradale è costituita da un triplo strato di conglomerato bituminoso steso a caldo, e precisamente: da una parte inferiore portante composta da base e binder e da uno strato superiore di usura. Allo scopo di aumentare la resistenza a fatica e alle deformazioni, si realizzano strati portanti (base e binder) in conglomerato bituminoso tiepido ad alto modulo complesso. Il conglomerato ad alto modulo è stato studiato essenzialmente per:

- aumentarne la lavorabilità e ridurne l'impatto ambientale
- sopportare elevati carichi dinamici

- minimizzare il rischio di deformazioni permanenti (ormaie)
- favorire la ripartizione di carichi, riducendo i fenomeni di punzonamento
- resistere maggiormente ai fenomeni di fatica ed invecchiamento

L'aggregato grosso è ottenuto esclusivamente per frantumazione ed è costituito da elementi sani, duri, durevoli, poliedrici, con spigoli vivi, a superficie ruvida, puliti ed esenti da polvere o da materiali estranei. L'aggregato può essere costituito da materiali di natura petrografica e provenienza diversa, purché risponda ai seguenti requisiti:

- perdita in peso alla prova Los Angeles inferiore al 25%
- indice dei vuoti delle singole pezzature inferiore a 0,80
- coefficiente di forma per ogni classe di aggregati maggiore di 0,25
- coefficiente di appiattimento per ogni classe di aggregati minore di 10
- coefficiente di imbibizione inferiore a 0,015
- materiale non idrofilo
- materiale che non sfoglia in acqua a 40°C

L'aggregato fine è costituito invece esclusivamente da sabbie di frantumazione che devono soddisfare i seguenti requisiti:

- Equivalente in sabbia maggiore di 70
- Materiale non idrofilo
- Perdita in peso alla prova Los Angeles eseguita sul materiale granulare di origine delle sabbie inferiore al 25%

Gli additivi minerali (fillers) sono costituiti da polvere di rocce preferibilmente calcaree o da cemento, calce idrata, calce idraulica.

Per quanto riguarda il legante, è impiegato bitume modificato Warm ad alto modulo. Tale bitume è additivato con idonei polimeri e fluidificanti al fine di determinarne un aumento dell'intervallo di plasticità, un aumento dell'adesione e una riduzione della viscosità alle alte temperature. La modifica delle proprietà reologiche conferisce al conglomerato bituminoso una maggiore resistenza alle sollecitazioni ed alla loro ripetizione. Il legante bituminoso dovrà essere compreso tra il 4,5% ed il 5,5% riferito al peso totale degli aggregati.

Le miscele adottate devono avere una composizione granulometrica compresa nei seguenti fusi:

Conglomerato bituminoso per strato di base	
Crivelli e setacci uni	Passante % totale in peso
Crivello 40	100
Crivello 30	80 - 100
Crivello 15	70 - 95
Crivello 10	45 - 70
Crivello 5	35 - 60
Setaccio 2	25 - 50
Setaccio 0.4	6 - 20
Setaccio 0.18	4 - 14
Setaccio 0,075	4- 8

figura 1.16: Fuso granulometrico per conglomerato bituminoso per strato di base

Conglomerato bituminoso per strato di binder	
Crivelli e setacci uni	Passante % totale in peso
Crivello 40	100
Crivello 30	80 - 100
Crivello 15	70 - 90
Crivello 10	55 - 75
Crivello 5	35 - 55
Setaccio 2	25 -42
Setaccio 0.4	12 - 24
Setaccio 0.18	10 - 15
Setaccio 0,075	06 - 12

Figura 1.17: Fuso granulometrico per conglomerato bituminoso per strato di binder

1.6.6 Mistro granulometrico stabilizzato trattato con schiumato e cemento

Il misto granulometrico stabilizzato trattato con bitume schiumato e cemento è costituito principalmente da aggregati provenienti dalla fresatura della preesistente fondazione stradale la cui granulometria può essere eventualmente corretta con l'aggiunta di aggregato fresco in opportune quantità e pezzature, miscelati a freddo in apposito impianto centralizzato assieme a cemento

Portland 325, bitume schiumato ed acqua. La stesa della miscela ottenuta è realizzata tramite “motor grader” oppure tramite una normale vibrofinitrice ed in seguito compattata tramite rulli compattatori tradizionali.

Per quanto riguarda i materiali inerti, nel caso di aggregati provenienti da operazioni da riciclo, si deve verificare l’assenza di sostanze plastiche (limi, argille), inoltre la composizione granulometrica deve essere compresa nel fuso nella tabella sottostante.

Crivelli e setacci uni	Passante % totale in peso
Crivello 71	100
Crivello 40	75 - 100
Crivello 25	60 - 87
Crivello 10	35 - 67
Crivello 5	25 - 50
Setaccio 2	15 - 40
Setaccio 0.4	7 - 22
Setaccio 0,075	2 - 10

Figura 1.18: Fuso granulometrico di riferimento per stabilizzato

Qualora le caratteristiche del misto non rispondessero a tali indicazioni si deve operare mediante l’aggiunta di inerti di dimensioni e caratteristiche tali da riportare la curva granulometrica nel fuso richiesto.

Gli inerti d’integrazione devono rispondere alle seguenti caratteristiche:

- perdita in peso alla prova Los Angeles eseguita sulle singole pezzature (CNR 34/73) inferiore al 25% in peso
- sensibilità al gelo inferiore al 30%
- coefficiente di imbibizione inferiore a 0.015
- coefficienti di forma Cf e di appiattimento Ca inferiori rispettivamente a 3 ed 1.58

Il legante è costituito da bitume schiumato dosato in percentuale variabile (3 □ 3.5% circa) sul peso dell’aggregato. Inoltre, deve essere impiegato cemento Portland, d’altoforno o pozzolanico (tipo I, III o IV) con classe di resistenza 325, in percentuale variabile (2.5 □ 3.0% circa) sul peso dell’aggregato. L’acqua utilizzata deve essere acqua pura, priva di sostanze organiche, esente da impurità dannose, oli, acidi, alcali, materia organica e qualsiasi altra sostanza nociva.

1.6.7 Conglomerato bituminoso per strati di usura antisdrucchiolo SMA

Gli Splitt-Mastix-Asphalt (SMA), sono costituiti da una miscela a curva abbastanza discontinua in grado di realizzare un'elevata percentuale di vuoti (circa il 20%), riempiti con mastice (bitume+filler+fibre stabilizzanti) che gli conferiscono ottime proprietà meccaniche, una forte resistenza all'invecchiamento ed un aspetto superficiale rugoso.

Lo scopo dello SMA è quello di realizzare un conglomerato bituminoso in grado di migliorare la sicurezza del traffico, da un lato eliminando l'effetto acquaplaning e riducendo fortemente l'effetto spray dei pneumatici in caso di pioggia, dall'altro riducendo l'inquinamento acustico dei veicoli.

La curva granulometrica è quella tipica di un aggregato grosso, quasi monogranulare, resistente all'abrasione e all'urto ($LA < 20\%$), che deve essere frantumato.

Il bitume deve essere di tipo modificato, con elevate caratteristiche di adesione e coesione.

1.7 Caratteristiche strutturali e funzionali delle sovrastrutture.

Le pavimentazioni stradali devono assolvere a precise funzioni strutturali e funzionali. Le prestazioni di una sovrastruttura stradale sono valutabili in funzione delle seguenti caratteristiche principali:

- Strutturali: rappresentano la capacità di conservare una perfetta integrità strutturale nell'arco temporale corrispondente alla sua vita utile, i parametri più significativi sono:
 - Caratteristiche stratigrafiche*;
 - Portanza*;
- Funzionali: sono strettamente legate alla sicurezza della circolazione, al confort di moto ed all'inquinamento acustico, i parametri sono:
 - Aderenza*;
 - Regolarità*;

Numerose sono le metodologie sperimentali utilizzate per valutare tali caratteristiche e monitorarle nel tempo. Vi sono metodologie che forniscono dati puntuali e richiedono l'interruzione del traffico, e metodologie ad alto rendimento che consentono rilievi in continuo senza intralciare sensibilmente la circolazione.

1.7.1 Caratteristiche strutturali

1.7.1.1 Caratteristiche stratigrafiche

Il metodo diretto per il rilievo delle caratteristiche stratigrafiche di una pavimentazione consiste nell'eseguire sondaggi (carotaggi o pozzetti esplorativi) finalizzati ad estrarre campioni sia per determinare gli spessori degli strati sia per eseguire prove di laboratorio. Solitamente il carotaggio si limita agli strati legati per i quali è agevole l'estrazione del campione intatto. Tali metodologie richiedono tempi lunghi, parzializzazione della sezione stradale e il ripristino della superficie. Pertanto non sono adatti per controlli su tratti estesi e in condizioni di esercizio. L'alternativa, non distruttiva e ad alto rendimento, per la determinazione dello spessore degli strati, è costituita dalle indagini con Ground Penetrating Radar (GPR) che possono fornire risposte sufficientemente affidabili. Il GPR rileva la presenza e la posizione di discontinuità utilizzando il fenomeno della riflessione delle onde elettromagnetiche. Misurando il tempo trasmissione-ricezione trascorso si individuano le discontinuità degli strati.

1.7.1.2 Portanza

La caratteristica fondamentale che una pavimentazione deve possedere, dal punto di vista strutturale, è definita 'portanza', rappresenta l'attitudine a sopportare carichi senza subire deformazioni elastiche e plastiche oltre una soglia limite. Per rilevare la portanza si possono utilizzare tecniche tradizionali o tecniche ad alto rendimento (di tipo puntuale o continuo).

1.7.1.2.1 Tecniche tradizionali

1. Prova di carico con piastra (PLT)

La prova di carico con piastra consiste nel caricare ad incrementi successivi e regolari una piastra rigida, solitamente circolare, appoggiata sulla superficie di prova, misurando il cedimento corrispondente ad ogni gradino di carico, con possibilità di effettuare cicli di carico e scarico. I risultati del test sono restituiti sotto forma di un grafico carico-cedimenti. Questa prova permette di calcolare il modulo di deformazione

$$M_d = (\Delta p/w) * D$$

dove: p= incremento di tensione tra due passi di carico successivi; w= incremento di cedimento corrispondente;

D= diametro della piastra.



Figura 1.19: Strumentazione per la prova di carico con piastra

La modalità della prova è regolata dalla CNR BU 146/1992 le cui prescrizioni impongono incrementi di carico prefissati diversi per ogni strato della pavimentazione.

1.7.1.2.2 Tecniche ad alto rendimento

1. Falling Weight Deflectometer (FWD)

Il FWD, tra i sistemi di misura ad alto rendimento della portanza, è il più affidabile e diffuso, in quanto di rapida esecuzione; a differenza della trave di Benkelmann consente di simulare al meglio le reali condizioni dinamiche di sollecitazione indotte dai veicoli pesanti.

L'apparecchiatura è composta da (Figura 1.20):

- un carrello ad asse unico;
- una massa battente che cade su una piattaforma connessa con il piatto base per mezzo di una serie di molle (buffers);
- molle la cui funzione è quella di rendere dinamica la sollecitazione applicata alla pavimentazione;
- sistemi di manovra ed acquisizione dati.

Le prove puntuali solitamente vengono effettuate a distanza di 100-200 m. Dopo aver posizionato l'apparecchiatura sul punto di prova si lascia cadere la massa di peso variabile (da 1 a 3 kN) da un'altezza prestabilita (da 10 a 40 cm) che provoca una sollecitazione di tipo sinusoidale. Le molle (buffers) generano impulsi con una frequenza tale da simulare il reale passaggio di un autoveicolo ad una velocità di 50÷75 km/h. La deflessione sotto la piastra ed il bacino di deflessione (fino ad una distanza di 180 cm dal punto di indagine) vengono misurati con dei geofoni (Figura 1.21).

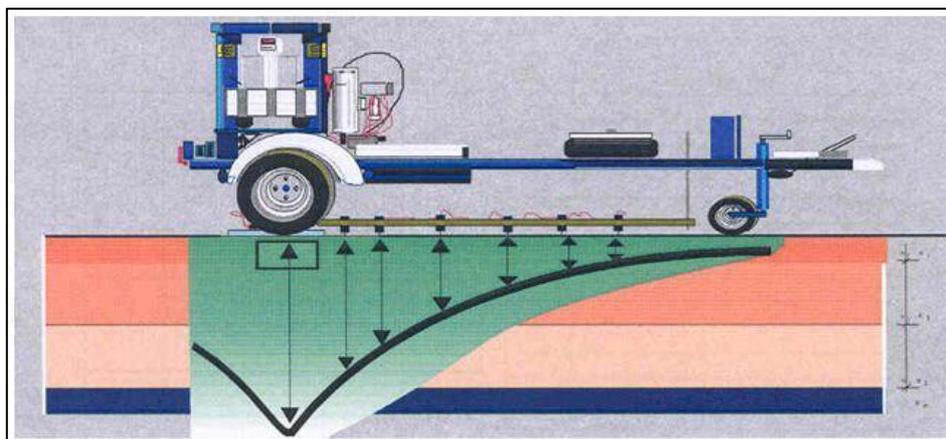


Figura 1.20: FWD e bacino di deflessione.

Importante è rilevare la temperatura di prova in modo da poter omogeneizzare i risultati ad un'unica temperatura standard. Mediante il rilievo dei geofoni è possibile avere le seguenti informazioni sulla pavimentazione: capacità portante, moduli dinamici dei vari strati, vita utile residua.

2. Light Falling Weight Deflectometer (LFWD)

Il principio di funzionamento del LFWD è il medesimo del FWD: una massa nota viene fatta cadere da un'altezza predefinita su una piastra di carico posizionata sul piano in esame registrando pressioni e cedimenti indotti.

Il Light Falling Weight Deflectometer è composto da (Figura 1.19):

- una massa battente (10-20 kg) libera di scorrere sull'asta di guida;
- un'asta guida;
- una piastra di carico, rigida, del diametro di 150-300 mm;
- un'apparecchiatura elettronica per l'acquisizione dei dati;



Figura 1.21: Light Falling Weight Deflectometer.

Il tempo necessario per l'esecuzione della prova non supera generalmente i due/tre minuti e prevede in successione: la regolarizzazione del piano di posa, l'esecuzione di alcune battute di assestamento e la realizzazione delle battute di prova. Il vantaggio del LFWD è legata alla facilità e rapidità di impiego. Infatti questa strumentazione è nata per sopperire i limiti della prova statica di carico con piastra: applicazione statica dei carichi, lentezza della prova per il corretto posizionamento della piastra e delle apparecchiature.

1.7.2 Caratteristiche funzionali

1.7.2.1 Aderenza

L'aderenza che si sviluppa al contatto tra la ruota e la superficie stradale è un aspetto fondamentale per la sicurezza del moto del veicolo. E' una grandezza che dipende da una molteplicità di fattori quali:

- la tessitura superficiale della pavimentazione (macrorugosità e microrugosità);
- le condizioni del manto (asciutto o bagnato);
- la velocità del veicolo;
- le caratteristiche del pneumatico;
- la manovra effettuata.

I livelli di tessitura che influenzano l'aderenza sono sostanzialmente due:

- *macrorugosità*: data dall'insieme delle asperità superficiali, comprende le irregolarità della superficie aventi lunghezza d'onda variabili nell'intervallo

0,5-50mm. Essa dipende dalle caratteristiche dei materiali (dimensione dell'aggregato, curva granulometrica, ecc.), e influisce su: rumore di rotolamento, usura dei pneumatici e resistenza al rotolamento.

- *microrugosità*: data dalla scabrezza dei singoli elementi lapidei. Comprende tutte le asperità aventi lunghezza d'onda inferiori a 0,5 mm. Grazie alle elevate pressioni di contatto, le microasperità penetrano nella superficie del pneumatico

garantendo la rottura del velo idrico e un contatto asciutto.

L'aderenza può essere misurata con metodologie di tipo puntuale o continuo, le tradizionali tecniche utilizzate sono:

1. Sideway Force Coefficient Routine Investigation Machine (SCRIM)

Lo SCRIM (Figura 1.20) è un apparecchio ad alto rendimento in grado di misurare il Coefficiente di Aderenza Trasversale (CAT), secondo le indicazioni della Norma contenuta nel Bollettino Ufficiale CNR n. 147 del 14/12/1992. Si definisce CAT di una pavimentazione il rapporto fra la forza (F_a) agente perpendicolarmente al piano di rotazione di una ruota che avanza con un'angolazione prestabilita rispetto alla direzione del moto, ed il carico verticale (P) agente sulla stessa ($CAT = F_a / P$).

L'apparecchiatura è costituita da un autocarro sul quale sono montate due ruote di misura con dimensioni, caratteristiche e pressione di gonfiaggio prestabilite. L'angolo di deviazione dalla direzione del moto è di 20° ed il peso applicato alle ruote è di 2 kN.

Un sistema idraulico consente, sia il sollevamento e l'abbassamento delle ruote, sia l'apertura o la chiusura dell'erogazione dell'acqua anteriormente ad esse per l'irrorazione del manto stradale, questo consente di valutare l'aderenza in condizioni critiche. La misura viene effettuata automaticamente a intervalli di 5, 10 o 20 m in relazione alla velocità di avanzamento del mezzo che è di 60÷70 km/h. Il sistema di registrazione è composto da un'unità logica, da una stampante, da un registratore.

Il CAT deve essere riportato alla temperatura di riferimento di 20°C e, secondo Normativa, e non deve superare la soglia di 0,60.



Figura 1.22: «SCRIM» per la misura del CAT

2. Skid Resistance Test (SRT)

Lo Skid Resistance Test (Figura 1.21) è un metodo puntuale che permette di misurare direttamente l'attrito radente del piano e, indirettamente, la microrugosità di una piccola porzione di pavimentazione. L'apparecchio Skid Tester consente di misurare la perdita di energia dovuta allo strisciamento radente di un pattino gommato montato all'estremità di un pendolo sulla superficie stradale. La massa del pendolo è di circa 1.5 kg, la sua distanza dal centro di oscillazione è di 41 cm, il pattino di gomma ha dimensioni 25.4×76.2 mm². Il pendolo viene lasciato oscillare, partendo da una posizione orizzontale, sulla superficie precedentemente bagnata con acqua. Si effettuano, solitamente, tre prove per chilometro (solitamente si scelgono le zone maggiormente sollecitate dal traffico: curve, zone d'arresto, ecc.); per ogni tratto vengono scelti cinque punti, opportunamente distanti, su cui si eseguono le misure. Il risultato sarà la media delle varie misure. Al termine della prova si rileva la temperatura, appoggiando il termometro sull'acqua che ricopre la pavimentazione. I valori sono espressi in «British Portable tester Number» (BPN) e devono essere standardizzati ad una temperatura di 15°C mediante tabelle presenti nella Norma che regola la prova: CNR BU n.105 del15/03/1985.



Figura 1.23: Skid Tester.

3. Altezza di sabbia (HS)

Il metodo puntuale dell'altezza di sabbia (HS) , noto anche come Sand Patch Test, è impiegato per misurare indirettamente il valor medio della macrorugosità. Questa prova, nonostante la rapidità di esecuzione, viene effettuata su tratti stradali brevi poiché per eseguirla è necessaria l'interruzione oppure la parziale limitazione del traffico.

Generalmente si scelgono degli allineamenti trasversali ogni 20÷50 m su cui vengono effettuate più prove ad una distanza di 50÷100 cm. La prova consiste nello stendere e rasare sulla superficie della pavimentazione un determinato volume di sabbia, in modo da interessare un'area di forma circolare. L'altezza media di sabbia (HS) si calcola facendo il rapporto tra il volume di sabbia e l'area (Tabella 1.24). La normativa di riferimento in merito all'esecuzione della seguente prova è la CNR BU n. 94 del 1983.

HS (mm)	Macrorugosità
< 0,20	molto fine
0,20÷0,40	fine
0,40÷0,80	media
0,80÷1,20	grossa
>1,20	molto grossa

Tabella 1.24: Relazione tra macrorugosità e altezza in sabbia

1.7.2.2 Regolarità

La regolarità di una superficie stradale può essere espressa in funzione dell'andamento del profilo reale rispetto a quello ideale o di progetto: se la differenza tra i due è sensibile, e quindi la regolarità è scarsa, si generano delle azioni sul veicolo in transito che compromettono il confort di marcia e la sicurezza, per tale motivo la regolarità è un parametro molto importante. Le carenze di regolarità possono, inoltre ostacolare il deflusso delle acque con la conseguente formazione di ristagni.

I metodi comunemente utilizzati per la misura della regolarità si dividono in due categorie:

- Metodi statici: la regolarità viene misurata mediante barre rigide o livelli;
- Metodi dinamici: la regolarità viene misurata indirettamente valutando la risposta di un veicolo che percorre la strada a una data velocità o direttamente effettuando misure tramite sistemi automatici in movimento.

La regolarità del piano viabile viene misurata non solo trasversalmente ma anche longitudinalmente. In tale modo si verifica la presenza di ormaie, avvallamenti (con presenza o meno di fessure), buche, usura superficiale e distacco dello strato più superficiale della pavimentazione stradale.

1. Rilievo trasversale

Per il rilievo dinamico della sezione trasversale si utilizza una macchina ad alto rendimento denominata ARAN (Automatic Road Analyser, Fig. 2.11) che consente la misurazione a diretto

contatto con la superficie ed in continuo, ad una velocità di 60÷80 km/h. Su una barra, posizionata trasversalmente al veicolo, ad un'altezza di circa 40 cm, sono montate delle sorgenti ultrasoniche a distanza di 10 cm l'una dall'altra in grado di generare impulsi ad una frequenza di 50 Hz. Questi vengono riflessi dalla pavimentazione e captati da un sistema ricevitore in grado di calcolare, sulla base dell'intervallo temporale trascorso tra l'emissione e la ricezione del segnale, la distanza tra la pavimentazione ed il sensore, e di conseguenza il profilo trasversale. I risultati della pendenza trasversale vengono forniti ogni 10÷50 m.

2. Rilievo longitudinale

Per la misurazione della regolarità del profilo longitudinale si utilizza l'apparecchiatura ARAN che, in questo caso, è dotata di rilevatori laser ed accelerometri in grado di misurare lo scostamento verticale e di registrare l'influenza delle accelerazioni verticali sui laser. L'abbinamento dei due risultati fornisce il profilo completo del piano viabile con passo variabile di 0.25÷1.0 m con tutte le irregolarità presenti. L'elaborazione dati fornisce in output l'IRI (International Roughness Index), calcolato attraverso modelli matematici che simulano la risposta di una ruota in movimento lungo il profilo della strada. Inoltre è stato possibile collegare l'IRI al PSI (Present Serviceability Index) attraverso la seguente relazione:

$$IRI=5.5 \ln(5 / PSI)$$

Il veicolo in questa prova si muove ad una velocità di 60 km/h, minore rispetto al rilievo trasversale. Il PSI è un indice che fornisce un'indicazione delle condizioni della pavimentazione i cui valori variano da 0 (strada in pessime condizioni) a 5 (strada in ottime condizioni).

Il rilievo longitudinale può essere effettuato anche attraverso l'apparecchiatura APL (Analyseur du Profil en Long). Il sistema comprende una o due ruote trainate a velocità costante da un'auto ed un sistema di registrazione ed elaborazione dati. Ogni rimorchio è costituito da un telaio vincolato ad un braccio porta ruota per mezzo di una molla ed un ammortizzatore, in modo che la ruota sia sempre a contatto con il piano viabile. Il movimento verticale della ruota provoca uno spostamento angolare dell'asse rispetto al braccio bilanciato di un pendolo inerziale. Il sistema di registrazione traduce il movimento in segnali elettrici registrati dal sistema di acquisizione dati la cui elaborazione fornisce i seguenti indici:

- CP: coefficiente di planarità;
- CAPL 25: coefficiente di regolarità.

1.8 Tecniche di manutenzione

1.8.1 Premessa

L'Italia possiede una rete stradale ([strade statali](#), [regionali](#), [provinciali](#), [comunali](#)) di 837.493 km, una [rete autostradale](#) di 6.757 km.

Questo corposa rete ha bisogno di una costante manutenzione per avere una buona efficienza e con un cambio di politica nei confronti della manutenzione stradale sia da parte dei vertici del MIT che di ANAS la manutenzione sta acquisendo un ruolo sempre più importante.

1.9 Il Capitolato ANAS

Noi parleremo di manutenzione soprattutto facendo riferimento al capitolato ANAS

1.9.1 Criteri generali

Il capitolato ANAS ha lo scopo di orientare le scelte progettuali dei vari compartimenti ANAS finalizzate alla ricostruzione, od al rafforzamento, delle pavimentazioni esistenti.

Esso è composta da linee guida che definiscono tipologie e dimensionamento di intervento basandosi soltanto su un giudizio visivo dello stato superficiale della pavimentazione da risanare e sul livello di traffico esistente.

La realizzazione di campagne di misura, con l'impiego di nuove tecnologie e di nuove macchine ad alto rendimento per la determinazione della tipologia, degli spessori e della portanza residua delle pavimentazioni esistenti, resta comunque lo strumento più idoneo per definire e dimensionare al meglio gli interventi.

È auspicabile quindi che in futuro tali misure siano quanto più possibile effettuate preventivamente alle decisioni progettuali degli interventi di ripristino o rafforzamento.

Le caratteristiche peculiari degli interventi delineati nelle linee guida, corredate di Norme Tecniche per la formulazione e la verifica dei materiali da utilizzare, sono:

- Dimensionamento dei pacchetti attraverso l'impiego di metodi razionali di calcolo utilizzando curve di fatica specifiche che permettono di calcolare la vita utile dell'intervento.
- Massimo riutilizzo possibile dei materiali fresati e altri materiali marginali disponibili con facilità sul luogo dell'intervento, valutati e verificati nei calcoli di durata a fatica, per ridurre trasporti e costi e preservare l'ambiente.
- Definizione dei criteri generali di lavorazione per tenere presente le problematiche di applicazione pratica su strade in esercizio; gli spessori previsti sono correlati alle necessità di portanza ed anche alla realizzabilità connessa con le tecniche impiegate.
- Impiego generalizzato di bitumi modificati, per incrementare le durate con certezza di risultato.
- Definizione dei metodi di verifica prestazionali, sui materiali singoli, sulle miscele e sulle lavorazioni complete. Per queste ultime vengono assegnati livelli prestazionali, misurabili ad Alto Rendimento, così definiti e classificati:
 - **caratteristiche superficiali**, valutate attraverso l'indicatore di regolarità IRI - International Roughness Index, la misura dell'aderenza CAT - Coefficiente di Aderenza Trasversale ed attraverso la misura della macrotessitura HS - Altezza della Macrotessitura della Superficie;
 - **caratteristiche profonde**, valutate attraverso la misura della Capacità Portante

effettuata con FWD – Falling Weight Deflectometer o con TSD – Traffic Speed Deflectometer, dei diversi strati realizzati, valutando i bacini di deflessione ottenuti con prove deflettometriche dinamiche.

1.9.2 Traffico di riferimento per le scelte degli interventi

Il traffico viene espresso in termini di traffico giornaliero medio (TGM), ed in base alla definizione di percentuali, combinazioni e tipologie di traffico pesante, vengono fornite anche le durate in termini di passaggi di assi equivalenti da 12 t.

Si prevedono tre diversi livelli di traffico indicati con le lettere A, B e C per gli interventi profondi ed altri tre, di entità minore, per i risanamenti superficiali che di norma dovrebbero essere effettuati solo su strade con traffico modesto.

1.9.3 Tipi di intervento

Oltre ai trattamenti superficiali, indicati nel seguito, sono suggerite due tipologie di intervento, classificabili come risanamenti profondi e come risanamenti superficiali.

1.9.3.1 Risanamenti profondi (RP)

I risanamenti profondi (RP) comportano una completa demolizione della pavimentazione esistente, con parziale o totale riutilizzo dei materiali rimossi.

Tali interventi sono previsti dove la pavimentazione si presenta particolarmente ammalorata e dove si vogliono garantire durate elevate in funzione del traffico effettivamente circolante.

Esistono tre categorie di RP a seconda del traffico (TGM); ognuna di esse è suddivisa a sua volta in tre tipologie a seconda dei materiali usati tutte di durata equivalente;

RISANAMENTI PROFONDI - RP	
A	– 18 milioni di assi da 12 t - TGM=50.000
B	– 10 milioni di assi da 12 t - TGM=28.000
C	– 5 milioni di assi da 12 t - TGM=15.000

Figura 1.25: categorie per gli interventi di risanamento profondo

La decisione di effettuare i risanamenti profondi dipende dalla diffusione degli sfondamenti nei singoli tratti stradali (vedi tabella seguente); sarà anche necessario effettuare alcuni sondaggi così come indicato nelle Norme Tecniche che seguono.

Gli sfondamenti saranno individuati con criteri visuali; l'uso di misure di portanza verrà effettuato nei casi di non chiara definizione.

1.9.3.2 Risanamenti superficiali (RS)

I risanamenti superficiali (RS) ovviamente non potranno garantire una durata equivalente rispetto

agli interventi profondi, ma comportano un minore impegno economico a fronte di minori durate da prendere in considerazione nei progetti.

Gli RS sono realizzati mediante la fresatura degli strati più superficiali della pavimentazione esistente e possono prevedere anche la realizzazione dello strato di usura in copertura, con conseguente innalzamento delle quote; anche per questa tipologia di intervento si prevedono soluzioni di differente durata da utilizzare in funzione delle diverse tipologie di traffico circolante.

RISANAMENTI SUPERFICIALI - RS	
A	– 0.65 milioni di assi da 12 t - TGM=5.500
B	– 0.40 milioni di assi da 12 t - TGM=3.000
C	– 0.20 milioni di assi da 12 t - TGM=1.500

Figura 1.26: categorie di intervento per risanamento superficiale

I risanamenti superficiali sono suddivisi in due tipologie:

- **tipo RS1** da prevedere nel caso di pavimentazione molto degradata (molto fessurata, superficie sconfigurata, rappezzi frequenti, presenza di risalite di limi),
 - **tipo RS2** da prevedere nel caso di pavimentazione semplicemente fessurata (senza sconfigurazioni della superficie),
- per entrambe vengono poi proposte tre soluzioni con materiali analoghi, diversi solo negli spessori in funzione del traffico circolante

I risanamenti superficiali ripristinano la parte superiore del pacchetto (massimo 15 cm) e intervengono anche per cause diverse da quelle connesse ai ripristini di portanza, tra le quali si segnalano:

- evidenza di ammaloramenti solo superficiali
- impossibilità di chiusura al traffico per i periodi necessari ai RP
- interventi che dovranno durare solo per un periodo limitato
- risanamenti che investano aree poco estese

In alcuni di questi casi gli spessori potranno essere ridotti rispetto a quelli indicati, in caso di variazioni di forte entità sarà necessario il ricalcolo delle curve di riferimento prestazionale.

1.9.4 Soluzioni indicate per i progetti di manutenzione e ripristino

Nelle tipologie di pavimentazioni proposte, per gli RP le fondazioni sono realizzate mediante il riciclaggio a freddo, con bitume schiumato, della fondazione esistente, (con aggiunta di cemento per le resistenze iniziali) o, in alternativa, mediante la realizzazione di uno strato in misto cementato.

In tal caso aumentano gli oneri per la rimozione degli strati esistenti ed i tempi di realizzazione dell'opera, dovendo attendere il livello minimo di maturazione prima di realizzare gli strati superiori; questa soluzione va quindi adottata solo quando le caratteristiche dei materiali in sito non si prestano alla schiumatura e richiedono quindi una rimozione.

Gli strati in conglomerato bituminoso sovrastanti prevedono sempre l'impiego a caldo di bitumi modificati con elastomeri ed un parziale utilizzo di materiale riciclato, oppure, l'impiego di emulsioni bituminose con materiale riciclato fino al 100% mescolati a freddo.

L'impiego di conglomerati bituminosi modificati con plastomeri, direttamente messi nei mescolatori a caldo, non rientra negli interventi risolutivi previsti, in quanto attualmente difficilmente valutabili in termini di durata a fatica e può essere usato solo per rappezzi o interventi localizzati. In futuro verranno meglio valutate le prestazioni per un loro inserimento più esteso.

L'impiego del bitume "tal quale" (TQ), senza aggiunta di modifiche, comporterebbe una forte riduzione della vita utile della pavimentazione di almeno il 30%, rispetto a quanto riportato negli schemi RPi ed RSi; l'impiego di bitume modificato è particolarmente importante negli strati di base.

Lo strato di usura potrà essere realizzato con usura drenante sempre su tutta la carreggiata e sempre con bitume modificato hard, ma solo per i pacchetti con durate di almeno 5 milioni di assi da 12 t, altrimenti andrà realizzata un usura chiusa da 3 cm o altre miscele indicate nelle Norme Tecniche.

Nel caso dei risanamenti superficiali si è ipotizzata la presenza di uno spessore complessivo di conglomerato bituminoso esistente di almeno 20 cm (per spessori minori occorre valutare le condizioni del sottofondo o passare ad una soluzione tipo RPC). Ricordiamo inoltre che alla base della nuova pavimentazione della zona risanata, nel cavo fresato, sia sempre prevista la stesa di una mano d'attacco con bitume modificato hard.

Nei risanamenti di tipo superficiale si prevede sempre l'impiego di conglomerati bituminosi confezionati a caldo e con bitumi modificati. Lo strato di usura potrà essere realizzato in copertura sull'intera carreggiata nel caso di carreggiata unica e corsia opposta in cattive condizioni. Lo strato di usura verrà invece realizzato nel cavo se non si giudica necessario, o possibile, realizzarlo su tutta la carreggiata. La necessità o la possibilità verrà giudicata a seconda delle condizioni della corsia adiacente, danneggiata o meno, delle quote, dei sovrappassi, dell'impatto sul traffico, ecc..

Le soluzioni proposte e le durate previste risultano valide nel rispetto delle ipotesi qui riportate e potranno essere garantite solamente attraverso il rispetto delle Norme Tecniche prestazionali che sono da considerarsi parte integrante delle Linee Guida e che dovranno essere allegate ai Contratti di Appalto.

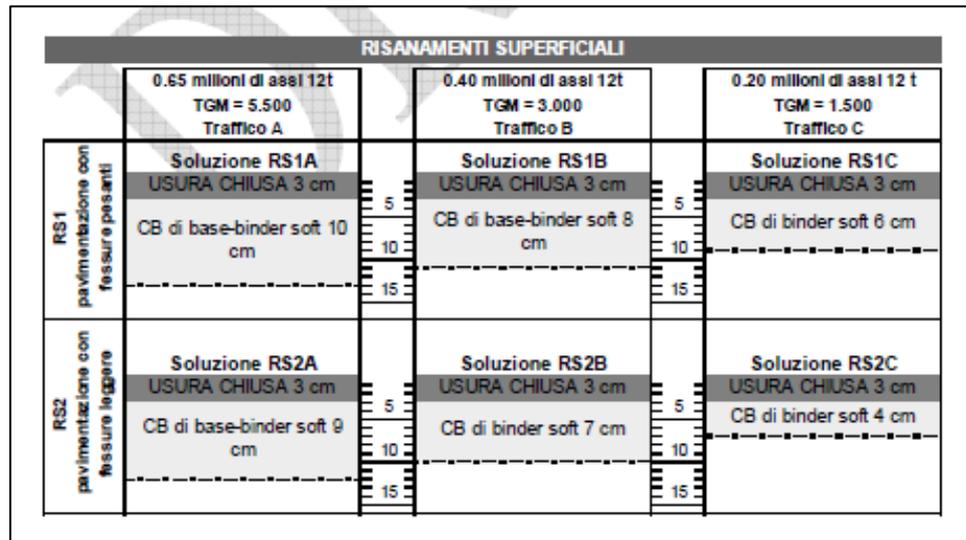


Figura 1.27 a: stratigrafia per gli interventi superficiali

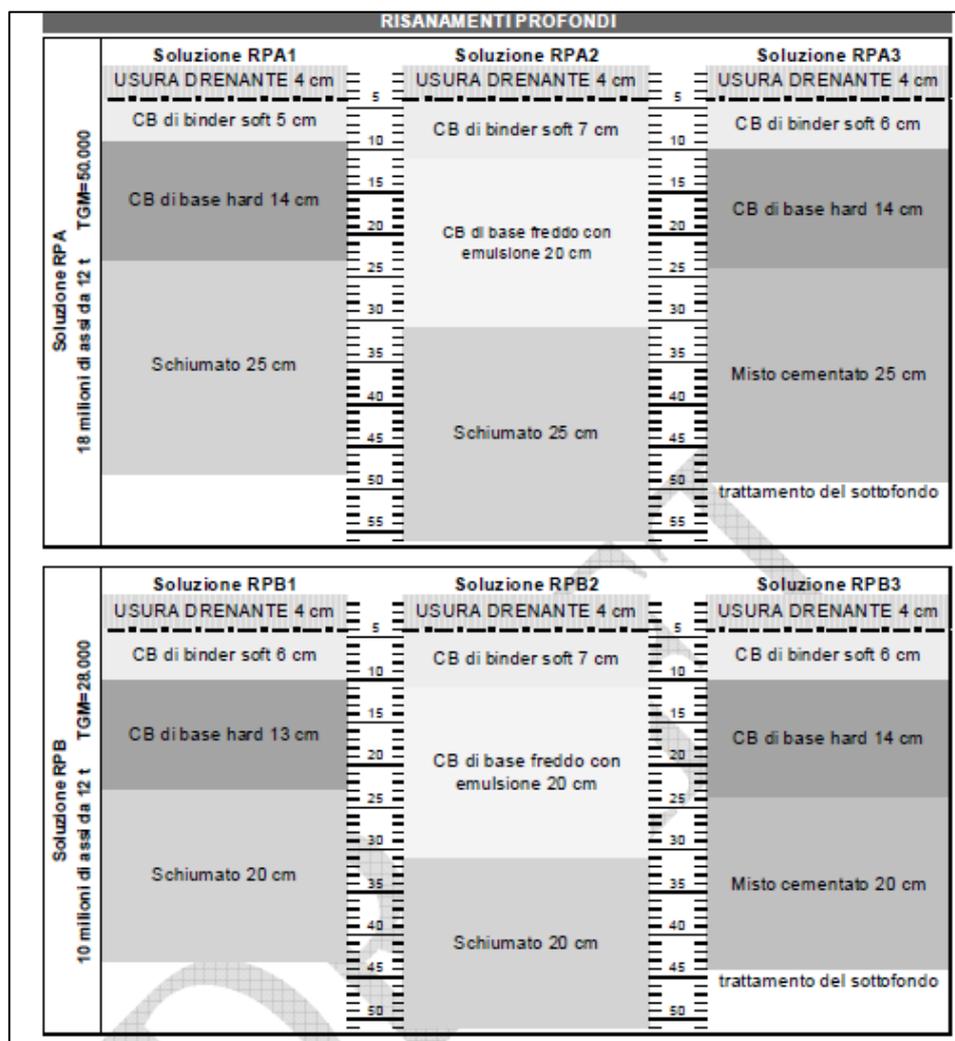


Figura 1.27 b: stratigrafia per gli interventi profondi con usura drenante

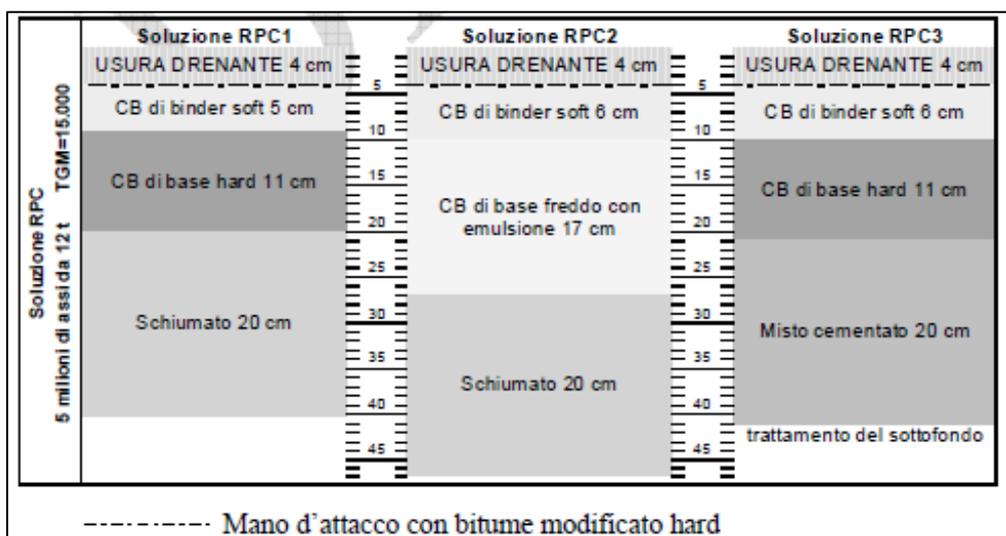


Figura 1.28: stratigrafia per gli interventi profondi con usura drenante

Lunghezza ed ubicazione trasversale degli interventi nella sezione stradale

Gli interventi dovranno avere una lunghezza minima compatibile con le condizioni della strada e con le tecniche impiegate; occorrerà quindi individuare dei tratti con condizioni omogenee di degrado e l'eventuale presenza di tratti non degradati o meno degradati, di lunghezza inferiore a 50 m ad essi intermedi, andranno risanati con la stessa tecnica dei tratti adiacenti senza interrompere il cantiere; la lunghezza complessiva così individuata dovrà essere di almeno 500 m. Questa misura ottimizza la gestione del cantiere quando si usano macchine complesse come i treni di riciclaggio e non dovrebbe essere disattesa salvo casi particolari. Comunque gli interventi complessivi sul tratto, anche separati tra loro, devono essere almeno di qualche chilometro per raggiungere una omogeneità di risultato.

E' necessario garantire la presenza di una adeguata "spalla" che andrebbe preferibilmente realizzata sul lato esterno della pavimentazione aumentando la larghezza dell'intervento rispetto alla larghezza della corsia, in modo che i veicoli pesanti scorrano ad almeno 40 cm dal bordo della strada, in alternativa, per motivi di spazio, dovrà essere realizzata sotto la pavimentazione, tramite uno scasso da 0,60 a 1,00 m di larghezza e profondità 20 cm, da riempire con lo stesso materiale usato per la fondazione e rullato preventivamente a quest'ultima.

È importante posizionare l'intervento nella sezione esistente in relazione ai bordi strada, scegliendo anche la sua larghezza, in modo che sia realizzabile al meglio con macchine operatrici di diverso tipo, onde evitare lavorazioni incomplete nella zona maggiormente transitata dalle ruote del lato destro dei veicoli pesanti.

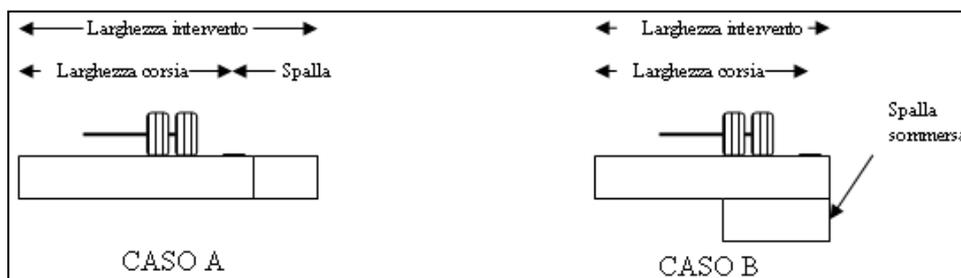


Figura 1.29: posizione della "spalla"

La spalla nel caso A è fatta con gli stessi materiali dell'intervento e si ottiene semplicemente allargando il medesimo nel modo indicato; nel caso B la spalla si realizza con il materiale della fondazione, la DL, per quest'ultima, potrà decidere modalità e materiali di costruzione diversi a seconda delle macchine operatrici disponibili.

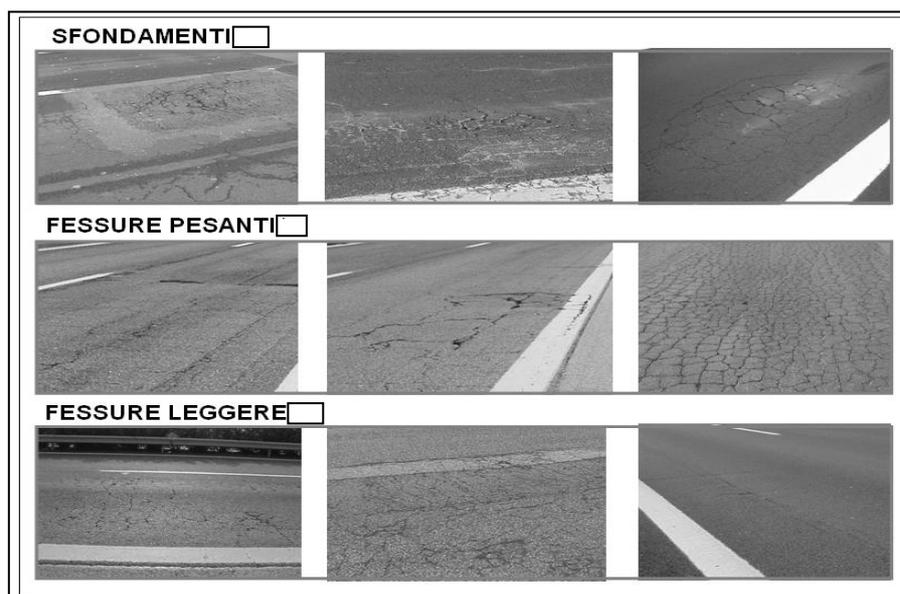


Figura 1.30: possibili zone di intervento con relative categorie

Indicazioni operative per il progetto:

In mancanza di misure di portanza con conseguente individuazione di tratti omogenei, la scelta del tipo di intervento si fa individuando il tratto degradato e poi:

- se prevalgono gli sfondamenti per più del 30% RPi
- se prevalgono le fessure pesanti per più del 40% RS1
- se prevalgono le fessure leggere per più del 40% RS2

Lo sfondamento è evidenziato dalla risalita di limo; le fessure pesanti sono accompagnate da sconfigurazioni del piano viabile; le fessure leggere non hanno sconfigurazioni del piano viabile. Combinazioni diverse dei tre tipi di degrado vanno valutate di volta in volta; se quelli dello stesso tipo sono concentrati e continui la scelta è agevole; con degradi diversi distribuiti a macchia di leopardo, la scelta sarà dettata da motivi di disponibilità economica. Comunque negli interventi di tipo RS gli sfondamenti localizzati vanno trattati separatamente prima dell'intervento corrente bonificando i sottofondi con materiale granulare non legato o con materiale fresato.

1.9.5 Trattamenti superficiali

L'intervento di tipo superficiale di maggior resa e minor costo su pavimentazioni che hanno solo problemi di aderenza e fessurazioni di ridotta entità e diffusione, senza sconfigurazioni del piano viabile, è il trattamento superficiale con malte bituminose tipo Macro Seal da 6 mm di spessore, confezionate e posate a freddo con idonea attrezzatura.

Questi trattamenti superficiali (TS) vanno quindi impiegati per il ripristino della aderenza e come

impermeabilizzazione o sigillatura di micro lesioni in zone senza cedimenti evidenti.

Altri tipi di intervento superficiali, come i microtappeti preceduti o meno da fresature con funzione di ripristino della regolarità, possono rappresentare una soluzione alternativa sempre nell'ambito degli interventi non durevoli qualora la regolarità superficiale sia carente.

Tappeti di irruvidimento (tipo Macroseal)

L'impiego di macroseal deve essere previsto al fine di ripristinare una condizione di aderenza accettabile su tappeti con CAT<45 o in particolari tratti ad elevata pericolosità.

(curve con raggi di curvatura piccoli, tratti in forte pendenza e /o tratte ad elevata incidentalità).

Per una sufficiente durata del macroseal (per durata si intende un mantenimento della superficie continuo senza “chiazze” o zone di espiazione della graniglia soprattutto sulla battuta dei pneumatici) è necessario avere un supporto (a meno di effettuare una rasatura) sufficientemente sano, cioè privo di lesioni, ragnatele o sfondamenti.

Gli aggregati impiegati, tutti di frantumazione e di natura basaltica, dovranno avere PSV > 45 e LA < 0,18; in caso di impiego di altri materiali (scorie, loppe, cromiti ecc) la DL si dovrà esprimere circa la fattibilità del lavoro.

Lo spessore deve essere compreso tra 4 e 6 mm.

Granulometria		
Apertura	Setacci	(mm)
Fuso		
8	100	100
4	50	80
2	30	55
0,25	12	24
0,125	8	18
0,063	5	10

% bitume 5,5-8,5

Il legante deve essere emulsione bituminosa modificata opportunamente formulata per l'impiego.

La lavorazione deve essere preceduta dalla spazzolatura del supporto che deve essere asciutto.

La lavorazione deve essere eseguita con apposite macchine moventi (impastatrici- stenditrici) e la superficie deve presentarsi uniforme e priva di difetti (ripartenze, refluenti, strappi ecc.).

Deve inoltre presentare sufficiente macrotessitura (HS > 0,4).

L'apertura al traffico deve avvenire in modo graduale (tenendo bassa la velocità dei veicoli alla prima apertura) e dopo un tempo sufficiente per la completa rottura dell'emulsione.

Per la lavorazione la temperatura minima dell'aria è di 15°C ed è assolutamente vietata in caso di pioggia o di supporto bagnato o umido.

Irradiazione meccanica di irruvidimento (Pallinatura)

Le superfici con ridotto CAT possono essere riportate a valori superiori con irruviditrici a secco denominate “pallinatrici”, le quali non lasciano le superfici trattate con striature orientate in senso longitudinale o trasversale tali da non incrementare il rumore di rotolamento e non creare l'effetto rotaia.

I pallini proiettati dalla macchina vanno recuperati per aspirazione e reimpiegati previa eliminazione e stoccaggio delle particelle distaccate dai manti stradali, in modo da ottenere il massimo incremento possibile del CAT; tale incremento è in relazione al tipo di miscele presenti nel punto trattato e comunque dovrà essere superiore di almeno 5 punti CAT

rispetto al valore preesistente; le misure andranno eseguite entro sessanta giorni dalla lavorazione. La fase di pallinatura dovrà essere applicata in modo omogeneo e non dovrà produrre sulla superficie del manto aree di sgranatura.

Microtappeto di usura chiusa in conglomerato bituminoso a caldo

In corrispondenza di aree anche con presenza di fenomeni deformativi è possibile ripristinare una superficie viabile con adeguate caratteristiche mediante la stesa di un tappeto di usura da stendere dopo fresatura.

È possibile impiegare questo tappeto anche per risagomare le superfici viabili.

Capitolo 2

2. Dimensionamento sovrastrutture stradali

2.1 Premessa

Il problema della progettazione e del dimensionamento delle sovrastrutture stradali è stato oggetto negli ultimi decenni, in tutti i paesi del mondo in qualche modo interessati ai problemi del trasporto su strada, di un impegno scientifico eccezionale sia per il numero che per la portata delle ricerche compiute. Il problema risulta, infatti, di estremo interesse: da un lato per gli oneri economici connessi con la costruzione della sovrastruttura in cui anche modeste variazioni di spessore degli strati o delle caratteristiche dei materiali comportano ingenti variazioni dei costi, dall'altro per il danno arrecato al trasporto stradale da interventi di manutenzione non programmata ma resi necessari dall'imprevisto decadimento della sovrastruttura dovuto ad una errata progettazione.

In linea di principio, il metodo di progetto di una sovrastruttura stradale non differisce sostanzialmente da quello di una qualsiasi altra struttura dell'ingegneria civile: note le caratteristiche meccaniche dei materiali da impiegare ed i carichi trasmessi dai veicoli, si tratta di dimensionare lo spessore dei vari strati in modo da contenere entro limiti prefissati i danni che tali carichi impongono.

Purtroppo, nel caso delle sovrastrutture stradali, il problema diventa estremamente complesso a causa delle caratteristiche dei materiali che variano in relazione alle situazioni ambientali ed in relazione allo stato tensionale indotto dai carichi. Inoltre, i materiali, per effetto delle ripetute sollecitazioni e deformazioni prodotte dal passaggio dei veicoli, subiscono una progressiva alterazione da cui deriva una perdita delle caratteristiche di integrità e quindi di resistenza meccanica. Di conseguenza, diventa inevitabile associare ad ogni sovrastruttura sottoposta ad un certo traffico il concetto di "vita utile", intendendosi per vita utile quel periodo di tempo entro il quale la sovrastruttura non necessita di interventi straordinari.

Occorre quindi, per un corretto dimensionamento, fissare l'arco temporale di vita utile, determinare in tale arco temporale il numero di ripetizioni di carico e, infine, verificare, mediante l'utilizzo di appropriate leggi di fatica, che i materiali resistano. In questa logica la sovrastruttura deve primariamente garantire modesta deformabilità e quindi elevata portanza per evitare che l'accumularsi del "danno da fatica", cioè il progressivo decadimento delle caratteristiche meccaniche degli strati, riduca eccessivamente la vita utile e richieda troppo frequenti interventi di manutenzione.

2.2 Il concetto di asse equivalente

L'eterogeneità del traffico stradale comporta che, ai fini del calcolo strutturale della pavimentazione, le configurazioni di carico da prendere in considerazione siano numerose; dal punto di vista progettuale è quindi preferibile ricondurre gli effetti prodotti dal transito di un veicolo generico a un certo numero di passaggi di un unico schema di carico, di geometria e intensità prefissate, definito "Asse Standard Equivalente" (ESA).

Avendo convertito il traffico reale in termini di numero di assi standard equivalenti (N_{esa}), la verifica della sovrastruttura consisterà nel confronto di N_{esa} con N_{max} definito come il numero di ESA che prevediamo che la pavimentazione sia in grado di sopportare, in base ai calcoli strutturali, nell'arco della sua vita utile, cioè nel periodo compreso dall'entrata in servizio al suo rifacimento.

Il metodo descritto introduce un'approssimazione che tuttavia, per i calcoli di routine è accettabile.

2.3 Metodi teorici

I metodi di calcolo teorici, dei quali si fa solo breve cenno poiché ormai non più utilizzati, sono basati sulla limitazione delle pressioni trasmesse al sottofondo da un carico superficiale e presuppongono una certa diffusione delle tensioni nella sovrastruttura reale. A questi metodi appartengono: le formule del Massachusetts, di Down, e dell'Asphalt Institute. Esse si differenziano per il metodo di diffusione delle tensioni all'interno della pavimentazione. I metodi teorici sono applicabili al calcolo delle sole sovrastrutture flessibili.

2.4 Metodi semi-empirici

I metodi di calcolo semiempirici si basano su risultati sperimentali integrati da considerazioni teoriche, tenendo conto della portanza dei terreni di sottofondo, della loro condizione igrometrica e del traffico.

2.4.1 Metodo dell'indice di gruppo

Questo metodo si basa sul valore dell'Indice di Gruppo della terra che costituisce il sottofondo. Il calcolo dello spessore viene eseguito mediante diagrammi differenziali per traffico leggero (meno di 50 veicoli commerciali al giorno), medio (da 50 a 300 veicoli commerciali al giorno) e pesante (più di 300 veicoli commerciali al giorno). Il carico per ruota singola è di circa 45 kN e si impongono le seguenti condizioni:

- Sottofondo compattato al 95% della densità massima AASHTO standard;
- Fondazione compattata al 100% della densità massima AASHTO standard;
- Piano di posa della pavimentazione sopra la falda freatica;
- Terreno sufficientemente drenato.

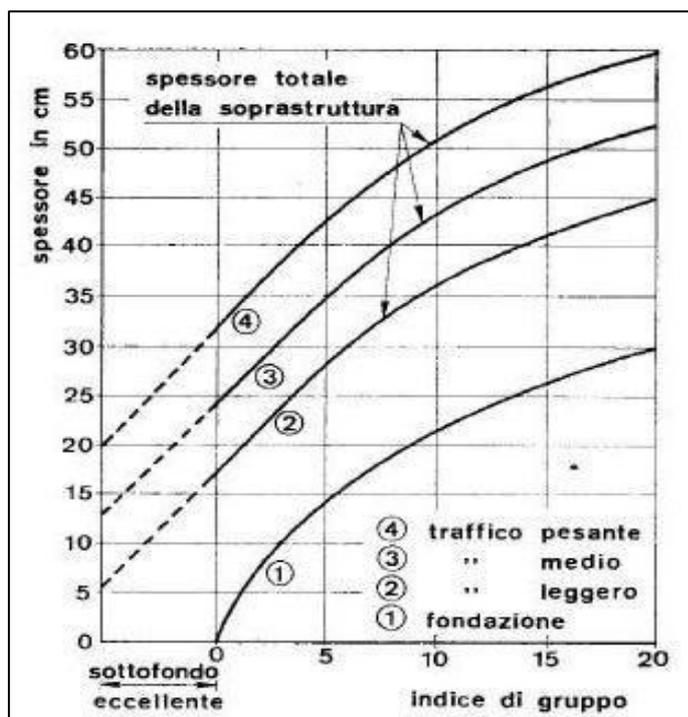


figura 2.1: diagramma associato al mento dell'indice

Nel diagramma rappresentato sopra, le curve forniscono i seguenti spessori:

- Curva 1: spessore dello strato di fondazione
- Curva 2: spessore complessivo della sovrastruttura per carico leggero
- Curva 3: spessore complessivo della sovrastruttura per carico medio
- Curva 4: spessore complessivo della sovrastruttura per carico pesante

Secondo il metodo proposto, se lo strato di sottofondo è eccellente, per le strade a traffico leggero e medio è sufficiente il solo manto di usura, mentre per quelle a traffico pesante si potrà eliminare la fondazione.

2.4.2 Metodo CBR prima formulazione

Il metodo in questione (Road Research Laboratory) consente di dimensionare una sovrastruttura basandosi su curve ricavate da risultati sperimentali.

Analizzando numerose pavimentazioni e sottofondi diversi, infatti, è stato possibile stabilire gli spessori minimi di pavimentazione per dati valori dell'indice CBR delle terre di sottofondo, proporzionale alla loro resistenza al punzonamento e per dati carichi.

Le curve riportate nella figura sottostante, si riferiscono ai seguenti carichi medi giornalieri dei veicoli pesanti:

- Classe A: 0-15
- Classe B: 15-45
- Classe C: 45-150
- Classe D: 150-450
- Classe E: 450-1500
- Classe F: 1500-4500
- Classe G: oltre 4500

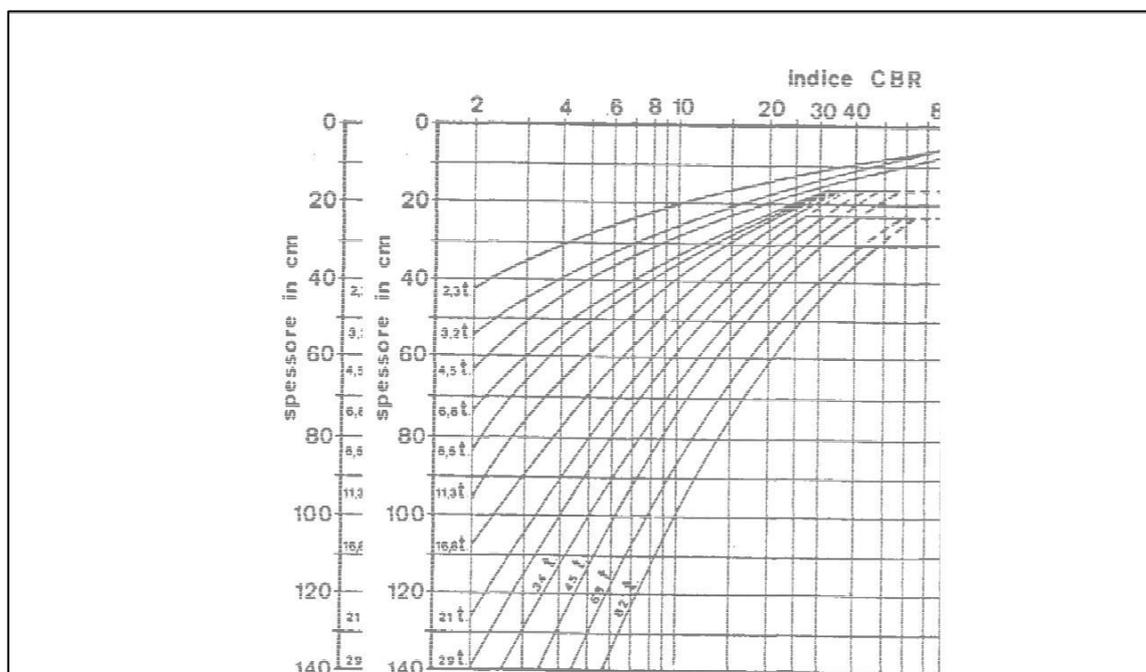


Figura 2.2: diagramma associato al metodo CBR

2.4.3 Metodo AASHO Interim guide (AIG)

L'AIG è un metodo di calcolo che permette di ricavare il numero totale di passaggi di ESA da 81,6 kN che una pavimentazione è in grado di sopportare prima di raggiungere un prefissato valore del Present Serviceability Index (PSI) corrispondente alla necessità di un intervento di riqualificazione strutturale.

Si tratta, quindi, di un procedimento di verifica: individuato un certo tipo di pavimentazione, caratterizzato dal numero e dallo spessore degli strati, nonché dai materiali impiegati per ciascuno di essi, si verifica se il numero di passaggi di ESA da 81,6 kN, calcolato con il metodo in questione, sia maggiore di quello previsto dall'entrata in servizio a fine vita utile.

Il numero di passaggi di assi singoli da 81,6 kN che una pavimentazione, caratterizzata da un indice di spessore I_s , può sopportare dall'entrata in servizio a fine vita utile, espresso in funzione del PSI finale (assunto come limite al di sotto del quale risulta necessario un intervento di ripristino strutturale) può essere ottenuto per via grafica o per via numerica.

2.4.4 Metodo "Road Note 29"

Si tratta di un metodo di progettazione semiempirico delle sovrastrutture flessibili messo a punto nel Regno Unito. Si tratta di un metodo di progettazione diretto, che consente, noto il numero di passaggi di assi da 8,2 t sulla corsia di progetto a fine vita utile, di calcolare dapprima lo spessore della fondazione in funzione dell'indice CBR del sottofondo, quindi, lo spessore dello strato di base e di quelli superficiali.

Nota la portanza del sottofondo, definita mediante il CBR di progetto, lo spessore della fondazione viene determinato in funzione del numero di passaggi di assi da 8,2 t con l'abaco riportato in Figura 2.3, dove sono riportate 6 curve, relative a valori del CBR da 2 a 7.

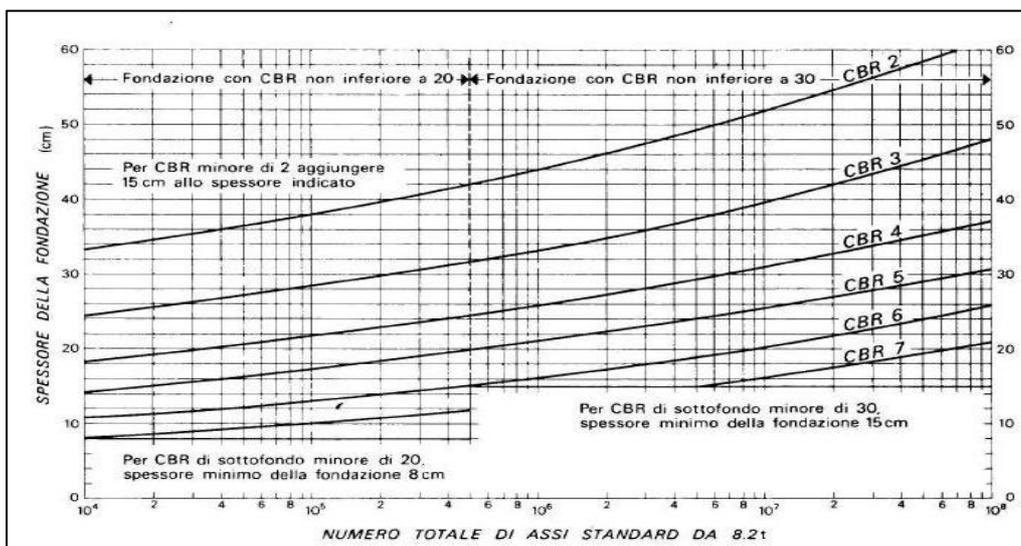


Figura 2.3: diagramma associato al metodo “road note 29”

2.5 Metodi razionali

Sono i metodi di calcolo attualmente più diffusi, basati sul controllo degli stati tenso-deformativi generati dai carichi esterni in alcuni punti significativi della sovrastruttura, e possono tener conto della frequenza di carico e della temperatura che condizionano il comportamento dei conglomerati bituminosi. Questi metodi, applicabili sia alle sovrastrutture flessibili sia alle sovrastrutture rigide, partendo dalla teoria di Boussinesq che considera un semispazio elastico, omogeneo e isotropo, consentono di determinare lo stato tensionale in ogni punto di un semispazio elastico stratificato. In generale, questi metodi sono caratterizzati da una serie di passaggi operativi: si disegna la sovrastruttura caratterizzata dal numero, dallo spessore degli strati e dai materiali impiegati per ciascuno di essi; si esegue l'analisi dello stato tensionale e di deformazione prodotto negli strati e nel sottofondo dai carichi di traffico, e si verifica che le tensioni e le deformazioni così calcolate non diano luogo ad alterazioni della sovrastruttura incompatibili con la sua funzionalità e sicurezza. Nel caso in cui tali alterazioni siano inaccettabili, si ridisegna la sovrastruttura e si ripete il procedimento.

Le alterazioni che interessano le sovrastrutture flessibili e semirigide sono le fessurazioni da fatica e le ormaie. Il problema delle ormaie può considerarsi risolto qualora in superficie si utilizzino conglomerati bituminosi confezionati con bitumi modificati e con inerti contenenti una buona percentuale di frantumato e caratterizzati da appropriata curva granulometrica. Le fessurazioni da fatica, invece, sono controllate mediante il calcolo tensionale e deformativo con il riferimento delle leggi di fatica dei materiali.

I metodi razionali considerano la sovrastruttura schematizzata come una serie di strati sovrapposti, per i quali valgono le seguenti ipotesi:

- distribuzione delle tensioni uniforme su un'area circolare
- equilibrio delle tensioni in direzione verticale, congruenza delle deformazioni orizzontali all'interfaccia tra gli strati (non si hanno scorrimenti relativi)
- gli strati si estendono all'infinito in direzione orizzontale
- lo strato inferiore è un semispazio indefinito
- isotropia dei materiali
- non si considera la reologia visco-elasto-plastica dei conglomerati bituminosi

2.5.1 Bistrato di Burmister

Il modello di Burmister è basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura, sovrapposti, uno di spessore finito s , modulo di elasticità E_1 e coefficiente di Poisson μ_1 , l'altro semi-infinito (sottofondo) con modulo elastico E_0 e coefficiente di Poisson μ_0 . Il carico è

rappresentato da una pressione di gonfiaggio uniforme (p), agente su di un'area circolare di raggio a .

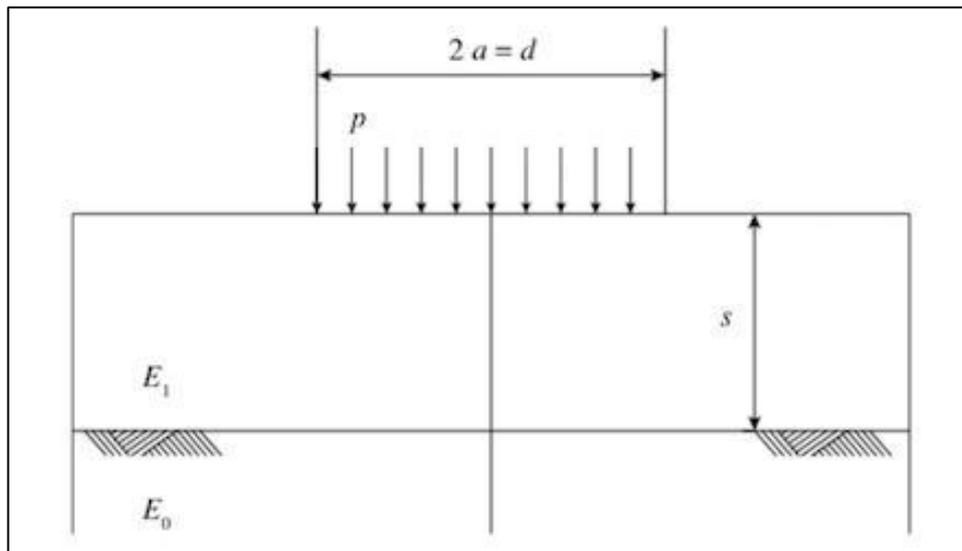


Figura 2.4: geometria e valori caratteristici del modello di Burmister

Le condizioni al contorno prevedono:

1. pressione nulla sulla superficie circostante il carico;
2. tensioni e cedimenti nulli a distanza infinita.

Nell'ipotesi che sia $\mu_0=0.2$, Burmister ha determinato il cedimento superficiale f al centro del carico, che risulta dalla relazione:

$$f = 1.5 * \frac{p * a}{E_0} * F_1$$

Essendo p la pressione unitaria uniforme generata da P ed F_1 , la funzione dei rapporti $\frac{E_1}{E_0}$ ed $\frac{s}{a}$, i cui valori possono ottenersi con la formula di Odemark:

$$F_1 = \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0,9 \cdot \frac{s}{a}\right)^2}} \right] \cdot \frac{E_0}{E_1} + \frac{1}{\sqrt{1 + \left(0,9 \cdot \frac{s}{a} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_0}}\right)^2}}$$

Il metodo esposto consente tuttavia di determinare univocamente la freccia massima in superficie e, di conseguenza, il modulo equivalente del bistrato: la verifica si basa quindi sull'accettabilità o meno di questi valori.

2.5.2 Metodo di Biroulia-Ivanov

Anche questo metodo, come il precedente, è basato sulla deflessione massima in superficie di un multistrato nel caso di una pressione p uniformemente ripartita su una superficie circolare a .

La sovrastruttura è caratterizzata dagli spessori e dai moduli indicati nella figura sottostante:

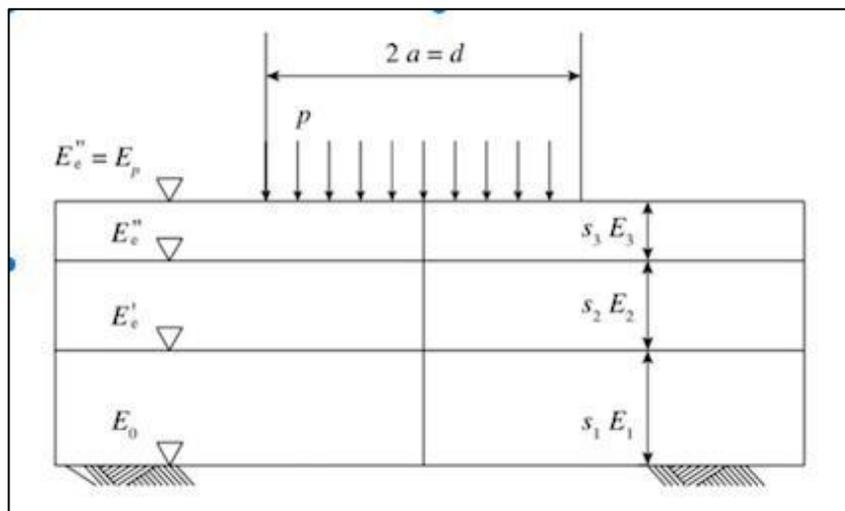


Figura 2.5: geometria e valori caratteristici del modello di Biroulia-Ivanov

Applicazione del metodo di Biroulia-Ivanov a un tristrato più sottofondo

Il metodo si applica a partire dal sottofondo, calcolando il modulo equivalente E'_e del primo bistrato formato dal sottofondo stesso (E_0) e dallo strato di fondazione (E_1). Successivamente, si

considererà il bistrato rappresentato dal semispazio equivalente di modulo E'_e , determinato al passo precedente, e dallo strato di base soprastante (E_2) calcolando il nuovo modulo equivalente E''_e . In modo analogo si procederà fino alla superficie il cui modulo equivalente E_p rappresenterà l'insieme della sovrastruttura e del sottofondo.

in questa impostazione, per ciascun bistrato considerato, si ammetterà che il carico sia distribuito su un'area circolare di diametro d .

Affinché la sovrastruttura analizzata risulti accettabile si dovrà pervenire a un modulo globale E_p (modulo di progetto), adeguato al tipo di strada e al traffico previsto, definito

con la seguente equazione:

$$E_p = (p \cdot d) / f$$

dove:

p : pressione di gonfiaggio dello pneumatico relativo all'ESA assunto

d : diametro dell'area di impronta dello pneumatico relativo all'ESA assunto

f : freccia massima ammissibile, dipendente dal numero NES (in un giorno e per corsia) che si prevede transiteranno al termine della vita utile della strada

Per la valutazione di f si può utilizzare la seguente espressione:

$$f = (0.17 - 0.026 \cdot \log_{10} N) / 100 \text{ [m]}$$

Il calcolo è facilitato dall'abaco di Konage. Esso riporta in ascissa i valori s/d e in ordinata i rapporti E_1/E_0 : le curve si riferiscono ai valori del rapporto E_e/E_0 , cioè il rapporto fra il modulo equivalente del sistema a strati e quello dello strato superiore.

Come detto si assume costante e pari al diametro dell'area circolare d'impronta.

ABACO DI KONAGE

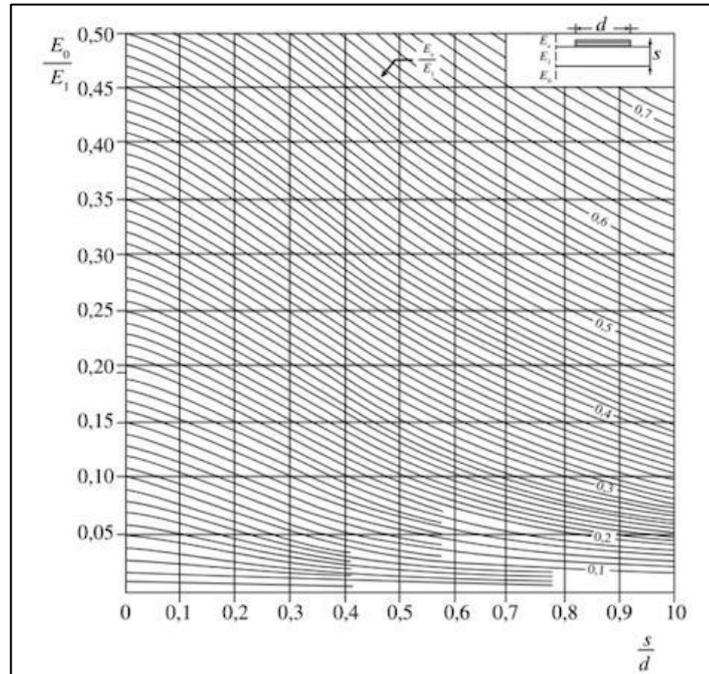


Figura 2.6: abaco di Konage

Il calcolo si imposta come segue:

- noti i moduli E_i di ciascun strato e quello E_0 del sottofondo, si fissano gli spessori s_i e il modulo di progetto E_p . Nonché il diametro d dell'aerea di impronta.
- Per il primo bistrato (sottofondo e fondazione): noti $\frac{s}{d}$ e $\frac{E_1}{E_0}$, dall'abaco si ricava $\frac{E'e}{E_1}$ e poiché E_1 è noto, si ottiene il valore di E'_e .
- Secondo bistrato (semispazio di modulo E'_e e base): noti $\frac{s_2}{d}$ e $\frac{E'_e}{E_2}$, dall'abaco si ricava $\frac{E''e}{E_2}$ e poiché E_2 è noto, si ottiene il valore di E''_e .
- Secondo bistrato (semispazio di modulo E''_e e base): noti $\frac{s_3}{d}$ e $\frac{E''_e}{E_3}$, dall'abaco si ricava $\frac{E'''e}{E_3}$ e poiché E_3 è noto, si ottiene il valore di E'''_e .

Il valore E''_e dovrà risultare prossimo, per eccesso, al valore fissato per il modulo di progetto.

Il calcolo può avere una diversa impostazione, considerando che le pressioni da uno strato al successivo (inferiore) si distribuiscono con una certa legge. Per esempio, ammettendo che in ciascuno strato la freccia f (sulla verticale del carico), determinata in base al modulo equivalente relativo allo strato considerato, risulti costante e che la pressione si distribuisca uniformemente da strato a strato, si avrà:

$$E_0 d_0 = E'_e \cdot d_1 = E''_e \cdot d_2 = E_p \cdot d$$

In questo modo il calcolo può eseguirsi, esclusivamente, iniziando dall'alto (fissando E_p e d) e procedendo verso il basso, entrando di volta in volta nel diagramma di Kogane con il valore del rapporto $\frac{s_i}{d_i}$.

Si calcolerà così il valore del modulo del sottofondo che soddisfa le ipotesi di progetto; tale modulo dovrà, evidentemente, risultare inferiore a quello del sottofondo reale; in alternativa occorrerà ripetere la verifica aumentando gli spessori, ovvero le caratteristiche degli strati.

Le due impostazioni non differiscono molto, anche se è facilmente dimostrabile che il metodo, così come proposto da Biroulia-Ivanov è meno cautelativo in quanto, a parità di E_0 , conduce a un valore E_p più elevato di quello che risulterebbe, a parità di condizioni, applicando il secondo metodo.

2.6 Metodi basati sul calcolo a fatica

La metodologia più evoluta per il progetto delle sovrastrutture stradali flessibili implica un calcolo a fatica degli strati che la compongono. Le sollecitazioni massime trasmesse dai veicoli, benché pesanti, sono abbastanza modeste se paragonate alle tensioni di rottura dei materiali stessi, ma vengono ripetute molte volte durante la vita utile della sovrastruttura portandola al deterioramento.

Per chiarire il concetto di danno da fatica si può dire che esso è stato introdotto inizialmente per descrivere il comportamento dei metalli in presenza di azioni cicliche. Qualunque materiale, sottoposto a una sollecitazione S , di intensità prefissata, va in crisi per rottura dopo un certo numero di ripetizioni di quel carico (n_s). Al diminuire di S aumenta il numero di cicli n_s a rottura.

La rottura per fatica differisce da quella ottenibile con prove di carico tradizionali, soprattutto dal punto di vista delle deformazioni misurabili appena prima del collasso. Esiste inoltre un valore di soglia S^* (carico limite a fatica) al di sotto del quale non si ha rottura per fatica anche per un numero di cicli elevatissimo.

A proposito del fenomeno della fatica nei conglomerati bituminosi, non esiste ancora una metodologia di prova che la quantifichi univocamente; sono tuttavia disponibili numerose formulazioni che possono essere impiegate nei modelli di calcolo.

Al fine di prevedere la risposta a fatica di una sovrastruttura stradale occorre conoscere i seguenti fattori:

- traffico veicolare pesante: è variabile per intensità, frequenza e traiettoria. Il numero di ripetizioni a cui sarà soggetta la sovrastruttura, nell'arco della vita utile è un parametro aleatorio, la cui determinazione richiede da parte del progettista una diligente documentazione del traffico nell'area di costruzione
- condizioni ambientali: le variazioni igrometriche e termiche giocano un ruolo fondamentale nella risposta strutturale delle sovrastrutture stradali

- modalità di posa in opera: le condizioni di umidità e temperatura assumono un'importanza determinante nella corretta posa in opera delle sovrastrutture stradali e possono compromettere la funzionalità degli strati anche se questi sono ben dimensionati.

La metodologia di progetto delle sovrastrutture stradali flessibili implica sia la verifica a fatica degli strati che la compongono, sia il calcolo delle deformazioni permanenti dovute ai fenomeni viscosi cui sono soggetti i conglomerati bituminosi, nonché alle deformazioni plastiche degli strati non legati e del piano di sottofondo.

2.7 Determinazione delle caratteristiche meccaniche degli strati

Per quanto riguarda il valore del modulo elastico da attribuire agli strati non legati è possibile fare riferimento al valore espresso dall'indice CBR rilevato in sito, utilizzando la seguente relazione:

$$E_s = 10 * CBR \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Oppure utilizzando l'espressione sviluppata dal Transport & Road Reserch Laboratory:

$$E_s = 17.6 * CBR^{0.64} \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Per quanto attiene la valutazione del coefficiente di Poisson, è possibile assumere valori compresi fra 0,35 e 0,40 per sottofondi non coesivi e valori compresi fra 0,35 e 0,50 per sottofondi coesivi.

In mancanza di risultati sperimentali, la determinazione del modulo elastico dello strato di fondazione E_f , qualora esso sia costituito da aggregato stabilizzato granulometricamente, può essere attuata seguendo una via alternativa al metodo CBR. È infatti possibile esprimere il modulo in funzione dello spessore dello strato di fondazione e del modulo dello strato sottostante utilizzando l'espressione proposta da

Doromon e Metcalf (1965) valida per strati di spessore compreso tra 150 e 700 mm:

$$E_f = (0.206 * h^{0.45}) * E_s$$

con h espresso in mm. Il coefficiente di Poisson per lo strato di fondazione si assume uguale a quello del sottofondo. Tale espressione fornisce scarti piuttosto elevati rispetto ai valori misurati e non è significativa per valori di E_s superiori a 200 (N/mm²)

2.8 Verifiche a fatica

Gli strati della sovrastruttura sono soggetti al danneggiamento e, in seguito, alla rottura per fatica. Essa consiste, fisicamente, nell'accumulo irreversibile del danno fessurativo che determina, col tempo, la rottura del materiale.

Lo studio del danno da fatica può essere eseguito con la legge di accumulo lineare introdotta da Miner (1945) sulla base delle prove di carico, a cicli ripetuti, su provini di alluminio. Concettualmente, si ipotizza che, a ogni livello di sollecitazione, corrisponda il consumo di

un'aliquota della durata (a fatica) del materiale, proporzionale al rapporto tra il numero di ripetizioni di un dato carico e il numero di ripetizioni di quel carico che provocano la rottura.

Qualora la struttura sia sollecitata da una sola tipologia di carico (ed è questo il caso poiché ragioniamo in termini di ESA) si trova la relazione semplificata $n < N$ con n numero di ESA ipotizzato e N numero di ESA che provocherebbe la rottura qualora l'ampiezza di deformazione fosse mantenuta uguale a ε .

Il legame deformazione-numero di cicli, cioè la legge di fatica, nel caso dei conglomerati bituminosi, può essere espresso nella forma:

$$\varepsilon_n = k * N^{-\beta}$$

- k : è un parametro che dipende dalla composizione della miscela e dalle caratteristiche del bitume a data temperatura
- ε_n : deformazione specifica ammissibile per un dato numero N di ripetizioni del carico
- β : parametro funzione della temperatura e della frequenza di carico

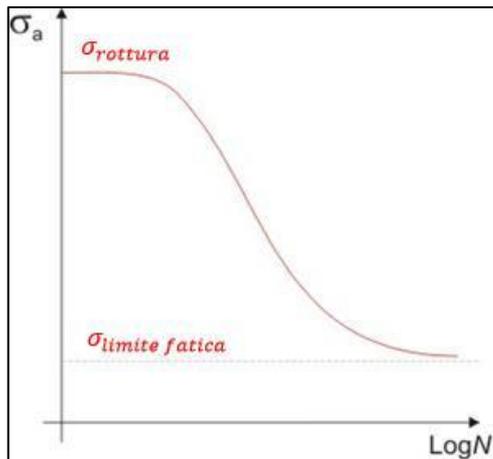


Figura 2.7: Generica curva di fatica (si noti che per numero di cicli nullo la curva interseca l'asse delle ordinate in corrispondenza del carico di rottura statica).

Il calcolo di una sovrastruttura stradale prevede sia la verifica a fatica degli strati che la compongono sia il controllo delle deformazioni permanenti cui sono soggetti i conglomerati bituminosi e delle deformazioni plastiche degli strati non legati e del terreno di sottofondo.

In generale:

- In una prima fase si determina, con appositi software che risolvono il multistrato, lo stato tenso-deformativo nei punti significativi della pavimentazione caricati con l'ESA;
- In seguito si eseguono le verifiche relative alla singola applicazione di carico e soprattutto quelle a fatica: in queste ultime si confrontano le tensioni e le deformazioni, ottenute nella prima fase, con quelle ammissibili, secondo le leggi di fatica per un numero di ESA corrispondente al traffico cumulato previsto nel corso della vita utile.

In particolare occorrerà verificare che:

- le sollecitazioni di compressione e trazione nei conglomerati bituminosi siano inferiori a quelle limite, nelle condizioni climatiche di esercizio, orientativamente per zone temperate:
 1. In compressione $\sigma_{\max \text{compressione}} = -0.96 \text{ MPA}$
 2. In trazione $\sigma_{\max \text{trazione}} = 0.54 \text{ MPA}$
- per evitare deformazioni plastiche di fondazione, alla sommità del sottofondo sia verificata la condizione $\varepsilon_n < 800 \mu\epsilon$;
- la deflessione massima in superficie sia inferiore al valore limite di riferimento che si assume pari a 0,1 cm.

La verifica a fatica vera e propria prevede i seguenti passi:

- valutazione, in asse alla coppia di ruote gemellate, delle tensioni in sommità del sottofondo e determinazione della tensione ammissibile per N passaggi di un asse da 120 kN mediante l'espressione di Kerhoven e Dormon, secondo la quale la massima sollecitazione verticale (σ) ammessa sul sottofondo è legata al numero di ripetizioni di carico (N) e al modulo sul sottofondo (E_0) dalla formula:

$$\sigma = \frac{0.006 * E_0}{1 + 0.7 * \log N}$$

- specifica verticale alla sommità del sottofondo (ε_{zz}), al fine di valutare il numero di

ripetizioni di carico possibili nello stesso mediante le relazioni sperimentali riportate nel manuale Shell:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zz}(85\%) &= 0.021 * N^{-0.25} \\ \varepsilon_{zz}(95\%) &= 0.018 * N^{-0.25} \end{aligned}$$

- la verifica si esegue utilizzando la seconda espressione, corrispondente al 95° percentile e, se soddisfatta, significa che il livello tensionale presente nel sottofondo consente di escludere che durante la vita utile della sovrastruttura si manifestino deformazioni permanenti tali da comprometterne la funzionalità.

La legge che si utilizza, al fine di escludere l'innesco di fessurazioni di tipo bottom-up, è del tipo:

$$\varepsilon_n = A * N^{-\alpha}$$

Essendo:

1. “A” la deformazione per N=1 ($\cong 50 * 10^{-4}$)
2. α un coefficiente compreso tra 0.20 e 0,25

$$\varepsilon_{zz}(85\%) = 0.021 * N^{-0.25}$$

3. ε_n la deformazione specifica massima in direzione radiale ammessa per N cicli di carico, espressa in forma analitica mediante la relazione:

$$\varepsilon_n = \max(\varepsilon_{xx}^A, \varepsilon_{yy}^A, \varepsilon_{xx}^B, \varepsilon_{yy}^B)$$

- calcolo dei valori tensionali nel misto cementato e determinazione della tensione ammissibile per N passaggi di un asse da 120 kN mediante una legge sperimentale del tipo:

$$\sigma_N = \sigma_R * (1 - K * \log N)$$

Essendo:

- 1) K: costante sperimentale che assume valori variabili tra 0,03 e 0,05.
- 2) σ_R : resistenza a rottura del materiale per carico singolo (N=1). Si considera generalmente il valore: $\sigma_R = 0,35$ MPA

Nell'immagine sottostante sono riportati i tipici punti di controllo rispettivamente per una struttura flessibile .

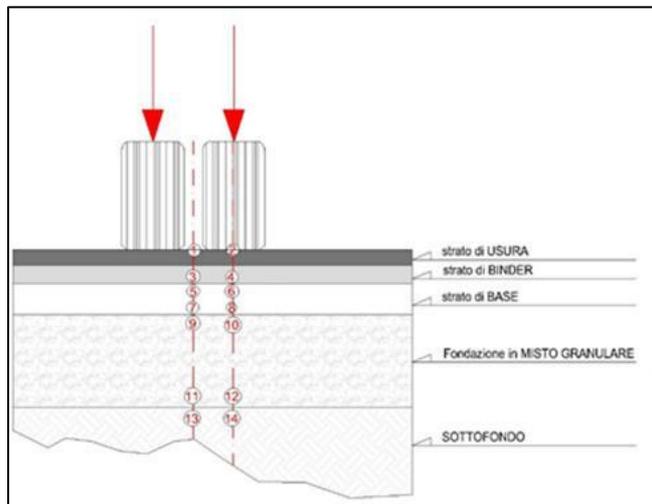


Figura 2.8: Punti di controllo tipici per sovrastrutture flessibili

	Punti di controllo
Sollecitazioni nel CB superficiale $\sigma_{\max \text{compressione}} = -0,96 \text{ MPa}$	$\max (\sigma_{zz3}, \sigma_{zz4})$
Sollecitazioni nel CB superficiale $\sigma_{\max \text{trazione}} = 0,54 \text{ MPa}$	$\max (\sigma_{yy3}, \sigma_{yy4})$
Deformazioni alla sommità del sottofondo $\varepsilon_{\max} < 800 \mu\varepsilon$	$\max (\varepsilon_{zz13}, \varepsilon_{zz14})$
Deflessione massima in superficie $\delta_{\text{limite}} = 0,1 \text{ cm}$	$\max (\delta_{zz1}, \delta_{zz2})$
Relazione di Kerhoven e Dormon $\sigma = \frac{0,006 \cdot E_0}{1 + 0,7 \cdot \log N}$	$\max (\sigma_{zz13}, \sigma_{zz14})$
Relazioni sperimentali del manuale Shell $\varepsilon_{zz}(95\%) = 0,018 * N^{-0,25}$	$\max (\varepsilon_{zz12}, \varepsilon_{zz14})$
- Legge di fatica $\varepsilon_N = A \cdot N^{-\alpha}$	$\max (\varepsilon_{xx7}; \varepsilon_{yy7}, \varepsilon_{xx8}, \varepsilon_{yy8})$

Figura 2.9: Valori di calcolo per una sovrastruttura flessibile

2.9 Catalogo delle pavimentazioni

Il catalogo delle pavimentazioni è un utile strumento di ausilio alla progettazione, che offre un ventaglio di soluzioni progettuali in funzione ad un numero limitato di parametri iniziali, in funzione delle caratteristiche ambientali e di traffico tipiche dell'Italia.

Si tratta di uno strumento d'uso immediato, dove i dati d'ingresso necessari alla progettazione ottimale sono i seguenti:

- tipologia di strada, in riferimento alla classificazione funzionale del codice della strada
- portanza del sottofondo, definita tramite il Modulo Resistente (M_r) del terreno in MPa
- entità del traffico pesante, visto come il numero complessivo di passaggi di veicoli pesanti (traffico cumulato)

L'ambito di applicazione del Catalogo delle pavimentazioni è limitato alla progettazione di nuove sovrastrutture. Esso presuppone l'impiego di materiali aventi determinate caratteristiche ed è valido per tutto il territorio nazionale, purché ad altitudini non superiori ai 1000 m sopra il livello del mare.

Capitolo 3

3. Le pavimentazioni rinforzate

3.1 Premessa

Nella progettazione di pavimentazioni stradali sia ex novo che di interventi di manutenzione si fa sempre più importante l'esigenza della durabilità dell'intervento al fronte di una diminuzione dei costi generali.

Con il cambio di normativa sugli appalti pubblici (DLGS 50/2016) il concetto di massimo ribasso d'asta per poter vincere gli appalti viene meno a favore dell'**offerta economicamente più vantaggiosa valutata in base a criteri oggettivi**.

Tali criteri oggettivi possono riferirsi ad aspetti quali:

- la **qualità**, che comprende pregio tecnico, caratteristiche estetiche e funzionali, accessibilità per le persone con disabilità, progettazione adeguata per tutti gli utenti, certificazioni e attestazioni in materia di sicurezza e salute dei lavoratori, quali OSHAS 18001, caratteristiche sociali, ambientali, contenimento dei consumi energetici e delle risorse ambientali dell'opera o del prodotto, caratteristiche innovative, commercializzazione e relative condizioni;
- il **costo di utilizzazione e manutenzione** avuto anche riguardo ai consumi di energia e delle risorse naturali, alle emissioni inquinanti e ai costi complessivi, inclusi quelli esterni e di mitigazione degli impatti dei cambiamenti climatici, riferiti all'intero ciclo di vita dell'opera, bene o servizio, con l'obiettivo strategico di un uso più efficiente delle risorse e di un'economia circolare che promuova ambiente e occupazione;
- la **compensazione delle emissioni di gas ad effetto serra** associate alle attività dell'azienda calcolate secondo i metodi stabiliti in base alla raccomandazione n. 2013/179/UE della Commissione del 9 aprile 2013, relativa all'uso di metodologie comuni per misurare e comunicare le prestazioni ambientali nel corso del ciclo di vita dei prodotti e delle organizzazioni;

3.2 Introduzione

Uno degli aspetti fondamentali della circolazione stradale è rappresentato dalla conservazione della qualità, in termini di comfort e sicurezza trasmessa all'utente, della sovrastruttura stradale. Tale scopo può essere perseguito, oltre che con una buona progettazione e costruzione della pavimentazione, pianificando interventi di manutenzione durevoli nel tempo. L'obiettivo della manutenzione stradale è di garantire un livello soddisfacente delle caratteristiche funzionali lungo tutto l'arco

della vita utile dell'infrastruttura.

In tale contesto, l'intervento di risanamento più diffuso nel campo delle pavimentazioni stradali consiste nell'applicazione di un nuovo strato di conglomerato bituminoso al di sopra della superficie ammalorata.

Generalmente, però, questo tipo di intervento non risulta essere la soluzione più efficace e duratura, infatti, trascorso poco tempo dall'esecuzione dell'intervento la superficie viabile si presenta nuovamente dissestata.

Le ridotte disponibilità economiche di enti ed amministrazioni pubbliche, spingono i ricercatori ed i tecnici del settore ad individuare soluzioni tecniche e progettuali, in grado di coniugare economicità e durabilità degli interventi.

In particolare, sono stati studiati materiali e miscele bituminose in grado di rispondere sempre più a requisiti prestazionali elevati.

Negli ultimi decenni, si è cercato di studiare, tramite programmi sperimentali di laboratorio e progetti applicativi in sito, l'effetto prodotto dall'eventuale inserimento di un interstrato di rinforzo all'interno della sovrastruttura.

Tale rinforzo può avere varie conformazioni e può differenziarsi, sia nella geometria sia nella struttura di base (composizione e materiali costituenti).

I materiali di rinforzo più diffusi per gli impieghi stradali sono di natura metallica e geosintetica. In alcuni casi, tali rinforzi, sono stati sviluppati specificamente per il corpo stradale, in altri, invece, sono stati impiegati prodotti commerciali già utilizzati in altri campi delle costruzioni. L'obiettivo della ricerca scientifica in tale ambito è di valutare, tramite studi teorici, sperimentali ed osservazioni su scala reale, gli effetti generati dall'interposizione di uno strato di rinforzo all'interno di strati bituminosi legati. Infatti, l'inserimento di un elemento intermedio di opportuna rigidità, può produrre una variazione nel comportamento meccanico-strutturale dell'opera e generare effetti differenti in relazione alla sollecitazione presa in considerazione.

3.3 Le pavimentazioni rinforzate

La pavimentazione stradale è la parte dell'infrastruttura viaria destinata alla viabilità. Affinché la circolazione stradale avvenga in sicurezza e all'utente sia garantito un determinato livello di comfort alla guida, occorre che la sovrastruttura possieda adeguate caratteristiche geometriche e funzionali. L'incremento del traffico registrato negli ultimi decenni, in particolare del traffico pesante, in molti casi accelera il processo di deterioramento delle pavimentazioni flessibili causando svariati disagi agli utenti dell'infrastruttura: da un ridotto comfort di marcia fino ad arrivare alla diminuzione della sicurezza stradale. Inoltre, le risorse per i lavori di manutenzione sono sempre più limitate e spesso non sono sufficienti a mantenere le strade in condizioni di sicurezza; alla luce di queste problematiche si è necessariamente sviluppata una nuova cultura della tecnologia manutentiva, atta non solamente a conservare le strade esistenti ma spinta verso il loro rinnovo ed adeguamento di quest'ultime ai nuovi carichi, derivanti dal nuovo parco veicolare circolante. Una tecnologia nata su questa linea è quella dell'inserimento di interstrati di rinforzo all'interno della pavimentazione stradale che, da quarant'anni a questa parte, ha visto crescere il proprio impiego in maniera significativa. L'inserimento di tali rinforzi, che, come illustrato in seguito, possono essere composti da materiali di diversa natura, oltre ad essere di

facile applicazione, consente di aumentare la vita utile della pavimentazione, mantenendo invariati gli spessori di progetto degli strati del pacchetto stradale, oppure, a parità di vita utile, permette di diminuire gli spessori degli strati bituminosi con un conseguente risparmio in termini di materiale, quindi di costo globale dell'opera. Nel presente capitolo vengono descritti i principali meccanismi di ammaloramento delle sovrastrutture stradali, illustrandone, nel dettaglio, le relative cause. Successivamente viene fatta una classificazione dei principali materiali utilizzati in ambito di rinforzo stradale, descrivendone le caratteristiche e i meccanismi di funzionamento all'interno del pacchetto stradale.

3.4 Meccanismi di rottura delle pavimentazioni stradali

Al fine di comprendere meglio le problematiche che interessano l'infrastruttura, occorre conoscere i principali meccanismi di rottura che si possono verificare durante la vita utile di una pavimentazione. Una volta chiarito il tipo di rottura e la relativa causa, è possibile adottare soluzioni tecniche e materiali adeguati al fine di migliorare o risanare la pavimentazione. Le cause di dissesto delle sovrastrutture stradali sono molteplici, ma i meccanismi di rottura sono riconducibili principalmente a quattro tipologie, quali: fessurazione a fatica, ormaiamento (deformazioni permanenti), fessurazione di riflessione (reflective cracking) e distacco fra strati bituminosi.

3.4.1 Fessurazione a fatica

La fessurazione a fatica è generata dall'azione ciclica dei carichi da traffico sulla pavimentazione, il passaggio ripetuto dei veicoli sulla superficie induce, alternativamente, tensioni di trazione e compressione. Il conglomerato bituminoso è un materiale che possiede scarsa resistenza a trazione, per cui i carichi da traffico, nel tempo, inducono una fessurazione. Un'altra causa d'innescio di tale fenomeno è rappresentata dalla variazione termica giornaliera/stagionale alla quale è sottoposta la pavimentazione durante la sua vita; i gradienti termici, infatti, possono essere tali da indurre importanti scorrimenti differenziali fra gli strati. In Figura 1.1 si può osservare lo schema delle sollecitazioni e un'immagine di superficie ammalorata sulla quale risulta evidente la presenza di fessurazione a fatica, indicata anche con il termine *crocodile cracking* o *alligator cracking*.

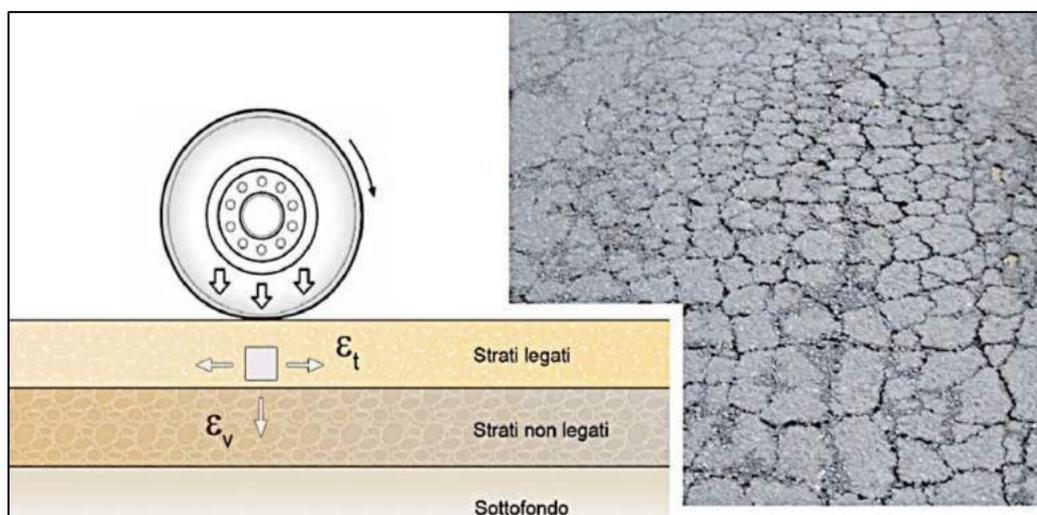


Figura 3.1: Fessurazione a fatica.

La fessurazione per fatica, all'interno di una sovrastruttura flessibile, può verificarsi sia nel piano viabile, causando un dissesto superficiale, che nel resto degli strati bituminosi non visibili. La formazione delle fessure si sviluppa attraverso due fasi:

- 1.1 fase di innesco: creazione e propagazione a rete delle microfessure, con conseguente riduzione dei moduli di rigidezza dei diversi strati legati;
- 1.2 fase di propagazione: unione delle microfessure che dà luogo alla formazione di macrofessure all'interno del materiale.

Tra le forme di fessurazione, dovute a fatica, più diffuse si ricordano quelle che, generate alla base dei conglomerati bituminosi, si propagano verso la superficie e quelle che, generate in superficie, tendono ad approfondirsi:

- le prime, definite *bottom-up*, nascono per effetto delle sollecitazioni flessionali, al superamento del limite per trazione sopportabile dal

conglomerato di cui è costituita la lastra bituminosa. La fessura si propaga verso l'alto in quanto dalla riduzione della sezione reagente, in corrispondenza della fessura, deriva una concentrazione tensionale che amplifica il fenomeno (Figura 1.2 a destra);

- le seconde, dette *top-down*, nascono in superficie per effetto delle azioni tangenziali, generate dall'adattamento della superficie teorica del pneumatico al piano viabile, e degli sforzi di trazione e frenatura (Figura 1.2 a sinistra).

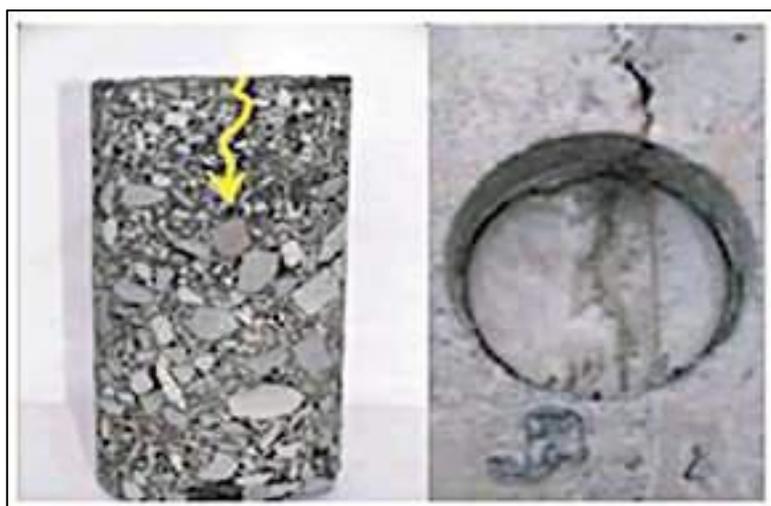


Figura 3.2: Esempi di fessure top-down (sinistra) e bottom-up (destra)

Ormaiamento

Il comportamento visco - elastico dei leganti è legato ai valori di temperatura e di velocità di applicazione dei carichi. In particolare, si ha che durante l'applicazione della forza il conglomerato bituminoso sviluppa una risposta elastica istantanea seguita da una deformazione crescente nel tempo. Dopo la rimozione di tale forza, la miscela restituisce sia la componente elastica che quella ritardata, conservando, però, un piccolo residuo di deformazione definita come irreversibile (Figura 3.3).

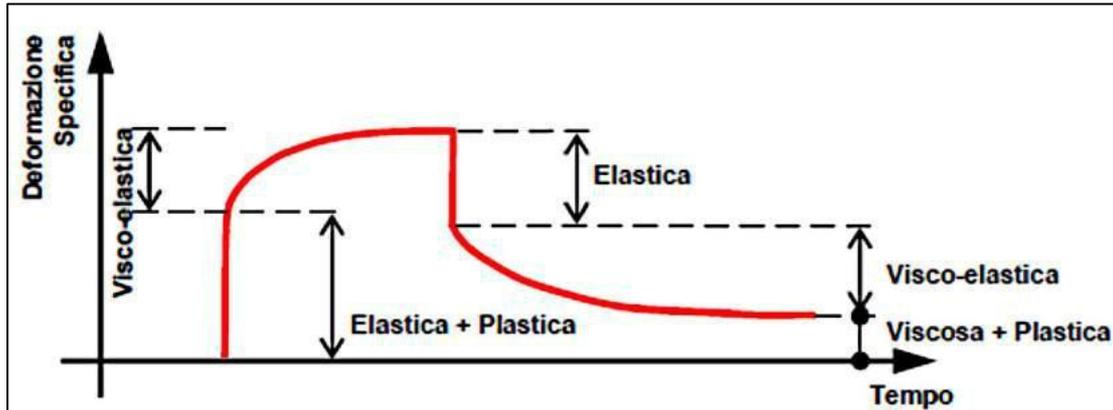


Figura 3.3: Comportamento visco-elastico di un conglomerato bituminoso sollecitato da un carico statico.

L'azione di un carico ciclico produce, quindi, l'accumulo di deformazioni permanenti, provocando il fenomeno dell'ormaiamento, che si verifica mediante la formazione di una zona depressa sulla superficie stradale, generalmente in corrispondenza della zona di passaggio delle ruote dei veicoli (Figura 3.4).

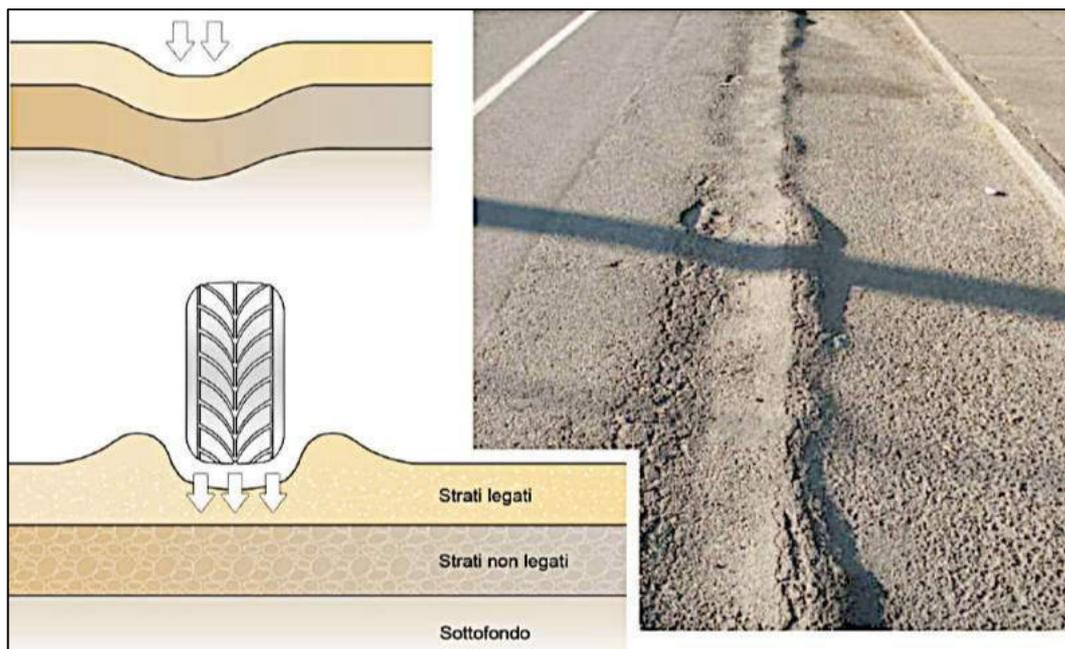


Figura 3.4: Ormaiamento.

Il fenomeno può interessare gli strati legati e, in tal caso, manifestarsi a seguito di azioni cicliche di taglio in superficie oppure può coinvolgere gli strati non legati a causa di un'inadeguata redistribuzione dei carichi o della scarsa capacità portante del sottofondo. Le ormaie si possono sviluppare attraverso due meccanismi:

- 1.2.1 *addensamento*: si manifesta nelle pavimentazioni in cui l'azione del traffico compatta progressivamente il conglomerato bituminoso. L'entità di tale fenomeno dipende dalla rigidità del materiale alle temperature di esercizio e dal livello tensionale indotto dai carichi;
- *rifluimento laterale*: consiste nello scorrimento del materiale bituminoso. Esso può essere causato sia da uno stato tensionale superficiale incompatibile con le risorse di resistenza del materiale, sia da un insufficiente addensamento del medesimo (Figura 1.5).



Figura 3.5: Ormaiamento per fluimento laterale.

3.4.2 Reflective cracking

Il reflective cracking, fessurazione di riflessione, è un fenomeno causato dalla risalita in superficie di discontinuità presenti nello strato sottostante. Tali discontinuità possono essere rappresentate dai giunti di collegamento tra le lastre in cemento armato, nel caso di pavimentazioni rigide, oppure da vere e proprie fessure presenti negli strati bituminosi sottostanti, nel caso di pavimentazioni flessibili. Spesso, in seguito al rifacimento del manto di usura, la rottura della pavimentazione avviene per il propagarsi di fessure, presenti nella vecchia pavimentazione, fino allo strato superficiale sovrastante. Tale fenomeno è riconducibile all'incapacità del nuovo strato di opporsi alle tensioni di taglio e di trazione create da movimenti concentrati attorno alla fessura preesistente nello strato inferiore; è una delle maggiori problematiche che si riscontrano nel risanamento di pavimentazioni stradali ammalorate (Figura 1.6).

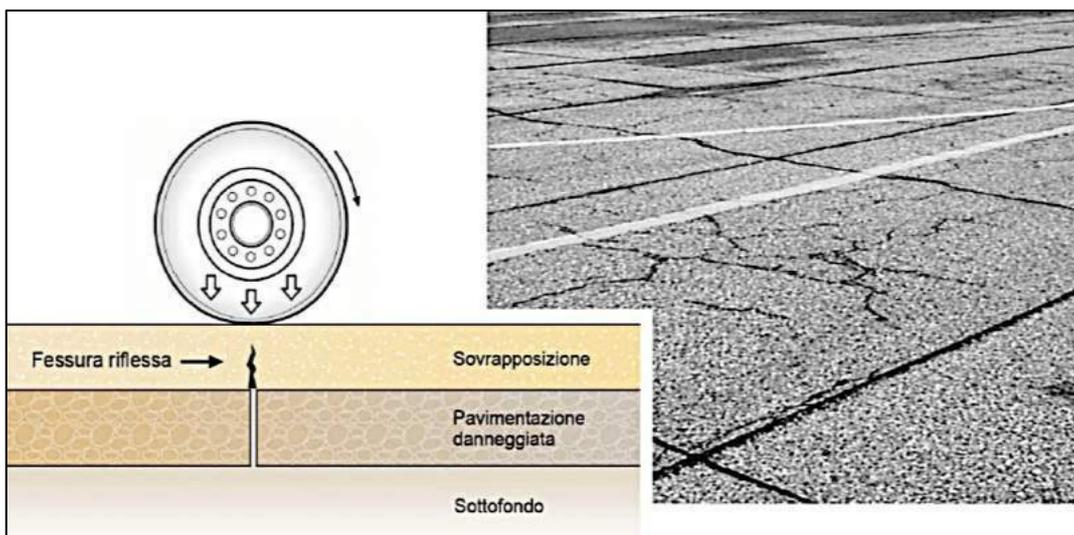


Figura 3.6: Reflective cracking.

Questo tipo di fratturazione è dovuto all'effetto di richiamo, che le fessure esistenti esercitano, a seguito dei movimenti indotti dai carichi di traffico o dalle variazioni termiche giornaliere e stagionali, sui nuovi strati sovrastanti.

Il richiamo delle fratture presenti nello strato inferiore a quello di nuova costruzione può avvenire, quindi, per diverse cause e con differenti meccanismi, di seguito vengono brevemente descritti:

- le variazioni termiche stagionali, generando dei movimenti ciclici di apertura e chiusura delle lesioni e dei giunti dello strato sottostante, provocano delle sollecitazioni di trazione negli strati

bitumati superiori, a diretto contatto degli strati inferiori, la cui entità influenza la velocità di risalita delle lesioni (Figura 1.7 - a)

- i carichi di traffico, invece, inducono sollecitazioni di taglio in direzione verticale (Figura 1.7 - b) influenzando la diffusione orizzontale delle lesioni e provocando il distacco degli strati bitumati superiori da quelli sottostanti; tale distacco aumenta di conseguenza la velocità di risalita verticale delle lesioni
- gli spostamenti laterali, provocati da instabilità o da spinte trasversali alla direzione della stesa, provocano sollecitazioni di taglio in direzione orizzontale (Figura 1.7 - c) che favoriscono la propagazione delle lesioni.

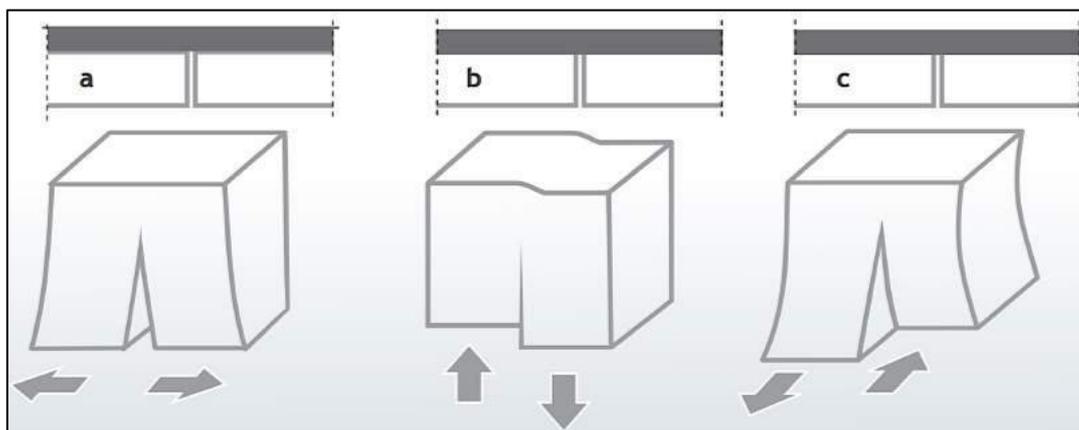


Figura 3.7. Meccanismi di propagazione delle fessure esistenti

3.4.3 Distacco fra strati bituminosi

Le proprietà sviluppate da una sovrastruttura flessibile in termini di resistenza sono fortemente influenzate dalle caratteristiche dei materiali che compongono i vari strati e dal collegamento fra essi. In caso di un collegamento inefficace fra gli strati, il pacchetto stradale opera come più elementi disgiunti di spessore diverso, ciò comporta un esaurimento precoce delle resistenze dei singoli materiali. Il distacco può avvenire fra due strati superficiali, causando asportazione di conglomerato bituminoso e/o slittamento reciproco, oppure in profondità, incrementando il rischio di forte riduzione nella vita utile della sovrastruttura. Le cause del distacco fra gli strati della pavimentazione stradale sono molteplici e sono da ricercarsi nella non corretta progettazione e/o esecuzione del pacchetto stradale. La rottura del collegamento all'interfaccia può generalmente essere descritta mediante tre sollecitazioni principali: taglio, trazione ed una combinazione fra queste due azioni (Figura 1.8).

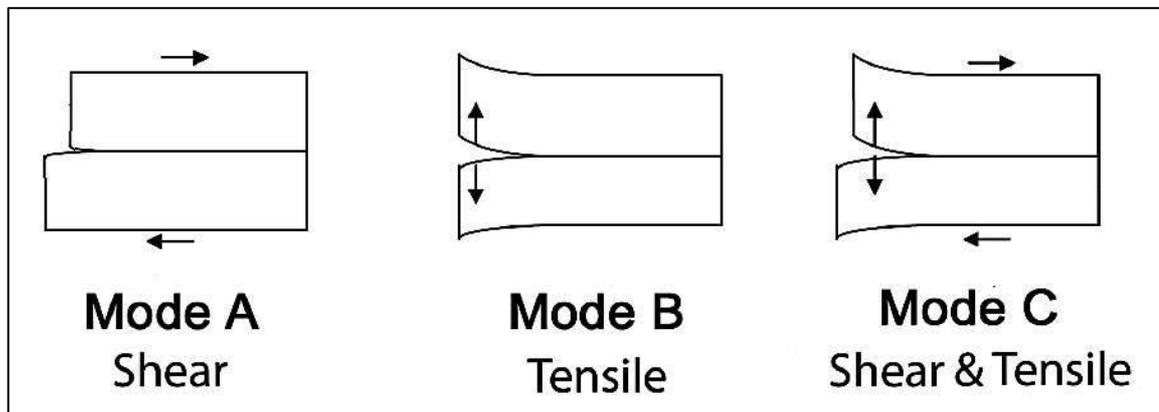


Figura 1.8: Meccanismi di separazione fra strati.

La prima causa da analizzare è quella di taglio, che risulta essere, generalmente, la più frequente; essa è dovuta principalmente al traffico, che genera sulla struttura carichi orizzontali e verticali, ed alle variazioni di temperatura, che producono delle contrazioni/dilatazioni sugli strati bituminosi. La separazione, generata dai fattori esposti, è possibile che si sviluppi sia nella direzione longitudinale che in quella trasversale.

Il secondo modo di rottura, che prevede trazione, può essere collegata a due fattori principali:

- trazione verticale: questo fattore è il più comune, ed è prodotto dall'aspirazione del pneumatico. Tra la zona di contatto stradale ed il battistrada si genera infatti una forza di adesione, che a sua volta produce uno sforzo di trazione verticale all'interno della superficie;
- formazione di vesciche "Blistering", sulla superficie stradale (Raab 1999). Il fenomeno ha origine nel momento in cui il collegamento fra le due superfici non è in grado di sopportare sforzi di trazione verticale, creati dall'espansione di gas prodotto da un'attività microbica all'interfaccia.

Il terzo tipo di separazione, taglio e trazione, può avvenire all'interfaccia sottostante ad uno strato di pavimentazione sottile, quando la resistenza a taglio non è sufficientemente elevata. In tal caso, i carichi orizzontali provocati dai veicoli in movimento sono concentrati nello strato superficiale, e possono condurre a deformazioni (Buckling). Questo effetto, nell'ipotesi in cui vi sia la parziale separazione dell'interfaccia, produce uno sforzo di trazione verticale unito ad uno sforzo di taglio generato dall'azione dei carichi orizzontali (Figura 3.9).

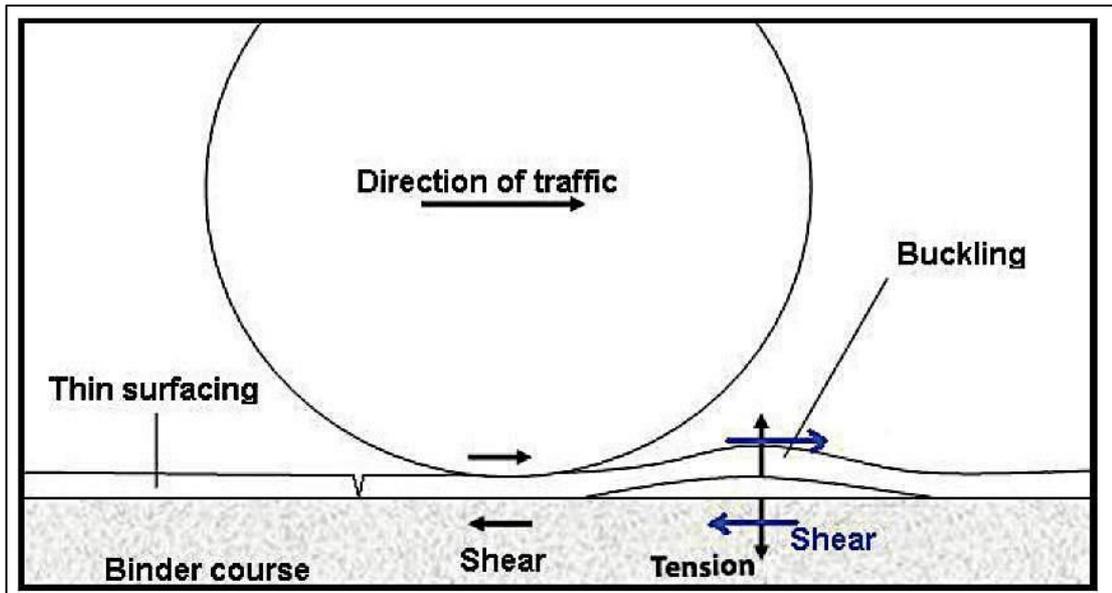


Figura 3.9: Schema di separazione generata da taglio e trazione.

La combinazione di tali sollecitazioni, tuttavia, è meno frequente, come meccanismo di separazione fra strati, rispetto all'azione del singolo effetto.

3.5 Rinforzo di sovrastrutture stradali pavimentate

Una volta illustrati i principali meccanismi di rottura, e le relative cause, che colpiscono le pavimentazioni flessibili, è possibile descrivere quelle che sono le tecnologie utilizzate per prevenire, o comunque rallentare, la formazione degli ammaloramenti appena descritti; in particolare verrà trattato il rinforzo delle pavimentazioni stradali. Innanzitutto è importante introdurre il concetto di rinforzo, definendolo come il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di un mezzo continuo attraverso l’inserimento di elementi resistenti di altra natura. La tecnica del rinforzo, in ambito stradale, comprende sia il “microrinforzo” sia il “macrorinforzo”, in cui, a differenza del primo, l’elemento resistente è chiaramente individuabile all’interno del pacchetto stradale. Verrà focalizzata l’attenzione sul macrorinforzo, cioè sull’inserimento, in pavimentazioni bituminose, di interstrati sintetici (Figura 3.10). Nel presente paragrafo verranno descritti i meccanismi attraverso i quali l’inserimento di un interstrato di rinforzo in una pavimentazione bituminosa, porta ad un aumento delle prestazioni meccaniche e dalla vita utile della pavimentazione stessa. Tra i materiali impiegati in questa tecnologia prevalgono i geosintetici, ma spesso vengono impiegati anche elementi di natura metallica.



Figura 3.10: Esempio di un’applicazione di rinforzo in una pavimentazione stradale.

Un geosintetico, collocato in una pavimentazione flessibile (Figura 3.11), può avere le seguenti funzioni (Dondi, 1994):

- A. anticontaminante, se interposto tra la fondazione in misto granulare stabilizzato e il sottofondo; rinforzo della fondazione, se collocato nello strato in questione
- B. Il geosintetico riduce le azioni tangenziali trasmesse agli strati sottostanti, previene fenomeni di plasticizzazione localizzati e garantisce un maggior confinamento al misto granulare, migliorando la diffusione dei carichi;
- C. barriera alla propagazione in superficie delle lesioni preesistenti, se interposto tra due strati di conglomerato bituminoso. Negli interventi di
- D. manutenzione di pavimentazioni intensamente fessurate, per esempio, l’inserimento di un geosintetico tra la superficie lesionata e il nuovo strato di conglomerato, limita sensibilmente la propagazione in superficie delle fessure preesistenti
- E. rinforzo della pavimentazione, se collocato negli strati superficiali di conglomerato bituminoso. Un intervento di questo tipo, benché raramente incrementi la resistenza alla rottura della pavimentazione, garantisce tuttavia un sensibile aumento della “duttilità” del conglomerato alle basse temperature e quindi previene l’insorgere di fessurazioni termiche

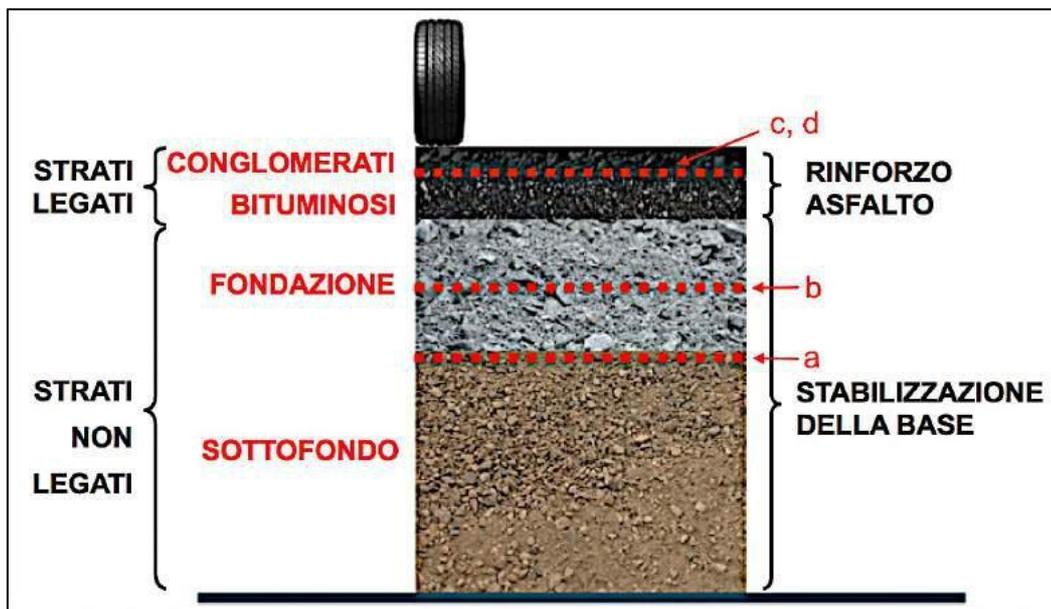


Figura 3.11: Possibili applicazioni di geosintetici nelle strade pavimentate.

3.5.1 Rinforzo di strati non legati

Un problema frequente, nelle pavimentazioni stradali, è la riduzione di portanza della fondazione; tale fenomeno può essere locale, per plasticizzazione del sottofondo, oppure diffuso, per effetto di una perdita delle proprietà meccaniche dello strato di fondazione. È possibile ottenere un effetto di rinforzo interponendo fra il sottofondo e lo strato di fondazione, o

direttamente all'interno del misto granulare, un geosintetico. L'applicazione tecnica deriva dalla necessità di aumentare la capacità portante degli strati non legati o di un terreno di sottofondo scadente, o comunque per separare e filtrare terreni a diversa granulometria nella stratigrafia di fondazione stradale. In base alla situazione specifica, è possibile orientare la scelta progettuale su diversi materiali che dovranno presentare caratteristiche di rinforzo, separazione e/o filtrazione ottimali. In presenza di sottofondi argillosi, ad esempio, si possono verificare risalite di materiale fino ai vuoti dello strato di fondazione, riducendone le proprietà meccaniche e compromettendo la rigidità flessionale dell'intera pavimentazione. Il rinforzo opportuno, in questo caso, si ottiene interponendo tra il sottofondo e lo strato di fondazione un geotessile non tessuto, di adeguata grammatura, capace di evitare la contaminazione dello strato non legato. Negli strati granulari delle pavimentazioni, invece, vengono utilizzate delle geogriglie, nella maggior parte dei casi di tipo biassiale; la geogriglia è in grado di produrre un effetto di rinforzo tramite cerchiatura e confinamento degli aggregati. Quando il materiale granulare viene compattato sulla rete, i grani penetrano nelle aperture e, trattenuti dalle costole, rimangono solidali tra loro sotto l'azione dei carichi trasmessi dal traffico (Figura 3.12).

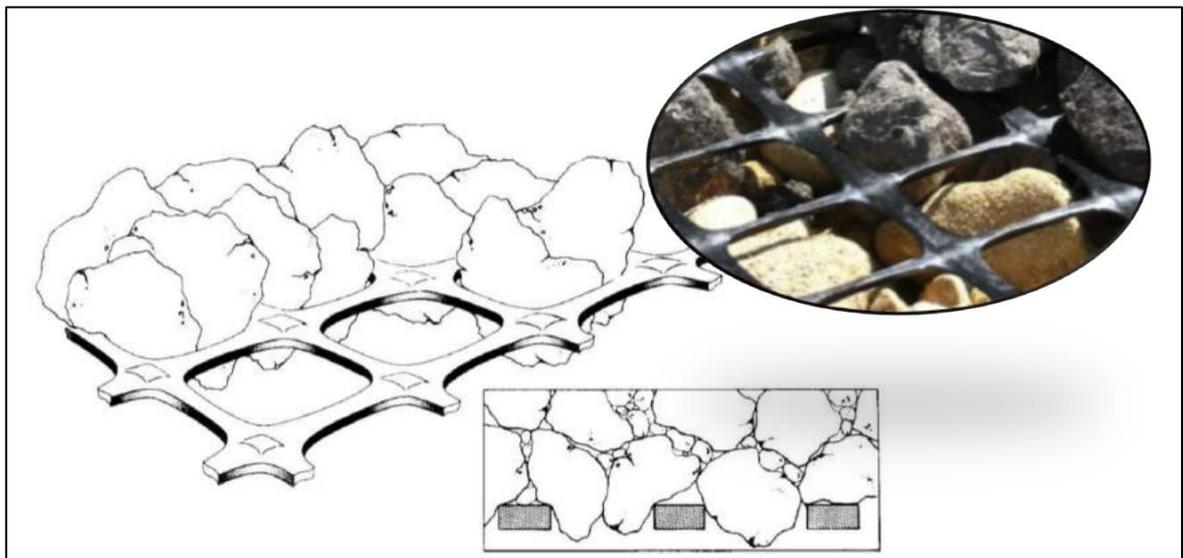


Figura 3.12: Meccanismo di cerchiatura e confinamento degli aggregati.

L'effetto esercitato dalla griglia ha duplice funzione, di separazione e di rinforzo: la separazione evita la miscelazione delle particelle granulari con il sottofondo più fine e soffice, quindi la contaminazione del materiale granulare, mantenendo intatte le proprietà meccaniche e drenanti della fondazione (Figura 3.13).

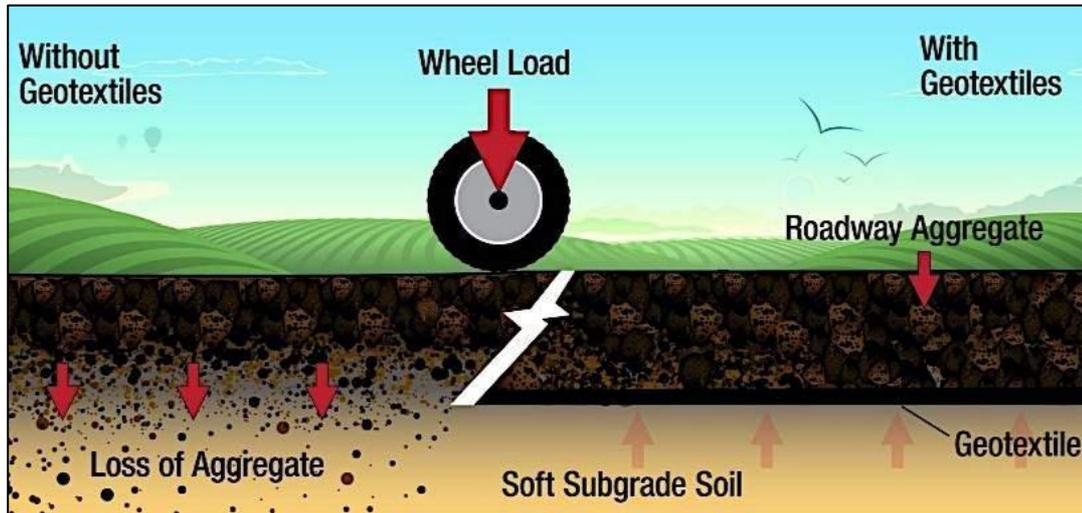


Figura 3.13: Funzione di separazione esercitata dal geotessile.

La cerchiatura degli aggregati, invece, riduce le deformazioni indotte dall'azione dei carichi da traffico, distribuendo meglio l'azione dei carichi stessi (Figura 3.14).

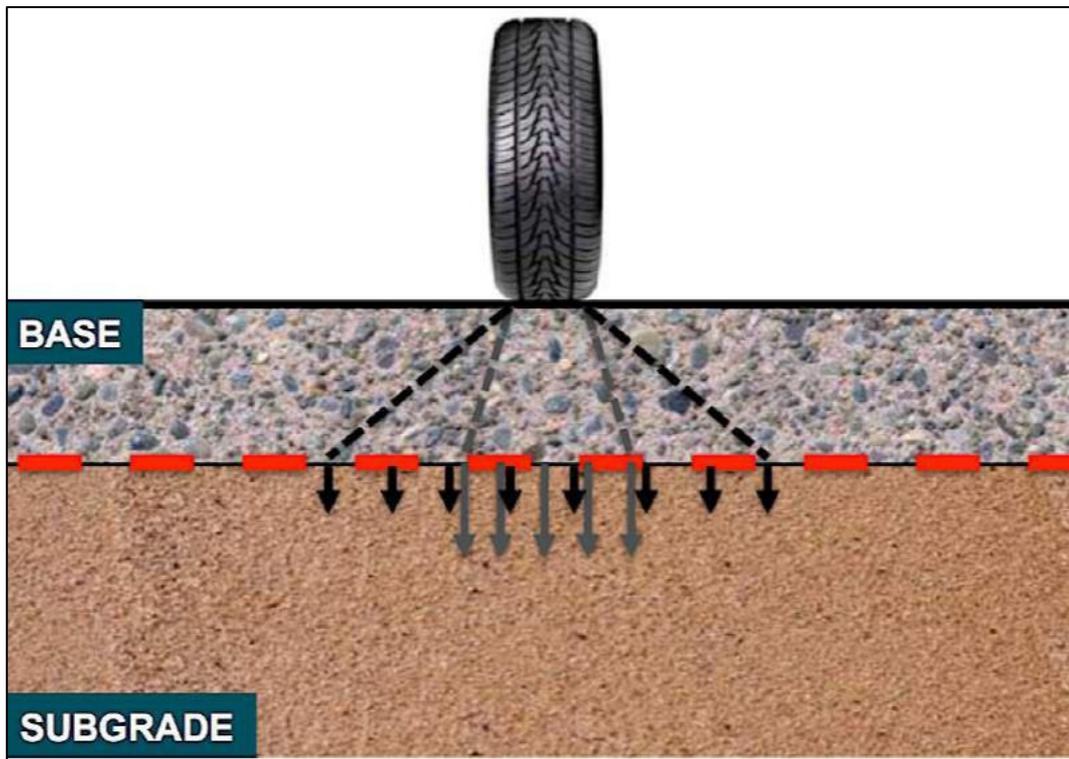


Figura 3.14: Redistribuzione dei carichi prodotta dalla geogriglia.

Affinché l'azione di interbloccaggio tra i grani possa funzionare in modo efficace è necessario che le geogriglie rispettino alcune caratteristiche fondamentali:

- elevata rigidità alle basse deformazioni, in modo da fornire forze di trazione consistenti già con minimi allungamenti;
 - o giunzioni delle costole ad alta resistenza;
 - o forma della maglia rettangolare.

La presenza del geosintetico produce, quindi, un notevole cambiamento dello stato di sforzo e di deformazione della pavimentazione e del sottograde stradale. Gli sforzi di trazione indotti dal traffico veicolare vengono trasferiti dall'aggregato al rinforzo, grazie all'azione di confinamento laterale esercitata dalla griglia, consentendo di ridurre considerevolmente le deformazioni orizzontali e quelle verticali. Il meccanismo di interblocco favorisce la distribuzione degli sforzi sul sottograde, riducendo i cedimenti differenziali e nel contempo permette di controllare la formazione di ormaie sulla superficie stradale.

3.5.2 Rinforzo di strati legati

Come si è analizzato in precedenza, la causa per la quale si formano le fessure negli strati delle pavimentazioni stradali è sostanzialmente riconducibile alle caratteristiche dei conglomerati bituminosi, quali, ad esempio, la scarsa resistenza a trazione che può essere superata anche per bassi valori di deformazione. I geosintetici, utilizzati come rinforzo, hanno, fondamentalmente, la funzione di assorbire le tensioni e le deformazioni di trazione, impedendo la formazione e la propagazione delle fessure. Il loro posizionamento, all'interno della sovrastruttura, dipende dalla problematica da affrontare. Per quanto riguarda un geosintetico collocato all'interno degli strati bituminosi di una pavimentazione flessibile, esso può fungere sia da barriera alla propagazione in superficie delle lesioni preesistenti (Figura 3.15), sia da rinforzo della pavimentazione, se collocato negli strati superficiali di conglomerato bituminoso.

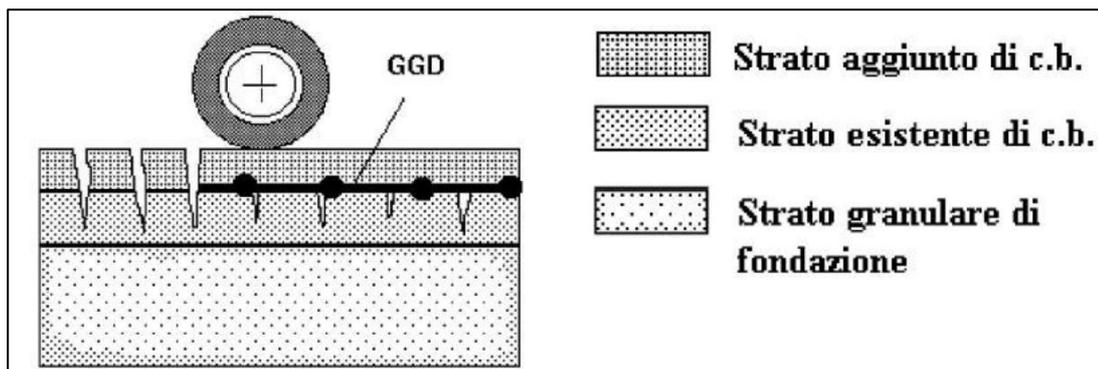


Figura 3.15: Effetto barriera alla propagazione delle fratture.

Le controindicazioni all'impiego dei geosintetici negli strati bituminosi delle pavimentazioni derivano principalmente da due fattori:

- il modulo di deformazione modesto se confrontato con quello dei conglomerati bituminosi alla temperatura di esercizio;
- la severità delle sollecitazioni meccaniche, chimiche e soprattutto termiche cui è sottoposto il geosintetico durante la posa del conglomerato bituminoso.

Per quanto riguarda il primo aspetto, si osserva che il modulo di deformazione nominale sottostima il modulo effettivo che, nelle condizioni reali, si esplica in presenza di un forte confinamento. Nelle applicazioni che riguardano la limitazione della propagazione delle fessure, invece, è dimostrato che il modulo del geosintetico non è un parametro determinante: negli interventi di questo tipo, infatti, si utilizzano comunemente anche geotessili nontessuti. In merito al secondo aspetto, si possono utilizzare polimeri aventi elevate temperature di fusione come il

polipropilene e soprattutto il poliestere. In generale, in termini di rinforzo, le geogriglie presentano le caratteristiche migliori per un impiego all'interno di strati in conglomerato bituminoso. Esse infatti, pur avendo resistenza e modulo elevati, non compromettono la possibilità di fresatura e di parziale riciclaggio dei conglomerati rinforzati. Al fine di evitare inconvenienti è inoltre di grande importanza eseguire la messa in opera attenendosi ad alcune semplici, ma fondamentali, precauzioni (Button, 1989):

- è assolutamente sconsigliato collocare un interstrato sintetico troppo vicino al piano viabile: lo spessore minimo di copertura deve essere di almeno 70-80 mm;
- il geosintetico deve essere steso perfettamente piano e rettilineo o, meglio ancora, messo leggermente in tensione, mediante porta rulli dotati di frizione (Figura 1.16); la stesa in curva deve essere eseguita con la sovrapposizione di tratti rettilinei disposti lungo le corde della circonferenza;
- è necessario stendere una mano d'attacco, di emulsione bituminosa, prima della posa del geosintetico, al fine di garantire la monoliticità della pavimentazione.

È stato illustrato, nel paragrafo precedente, come un inefficace collegamento tra gli strati bituminosi può essere causa di un rapido degrado della pavimentazione.



Figura 3.16: Posa in opera di una geogriglia sintetica.

Per la posa in opera di rinforzi metallici (Figura 3.17), è ancora più importante prestare attenzione alla stiratura del rinforzo, soprattutto nel caso in cui si tratti di una rete prodotta in rotoli. Il rinforzo sarà steso srotolandolo in modo che la curvatura assunta in fase di avvolgimento presenti la concavità (dovuta alla piega assunta in seguito all'arrotolamento) rivolta verso il basso; successivamente sarà opportuno passare sulla rete stesa mediante rullo gommato per ottenere una buona distensione. Una volta steso, il rinforzo in rete metallica sarà fissato con zanche metalliche o con tasselli chiodati a sparo in ragione di 1 - 2 per m².

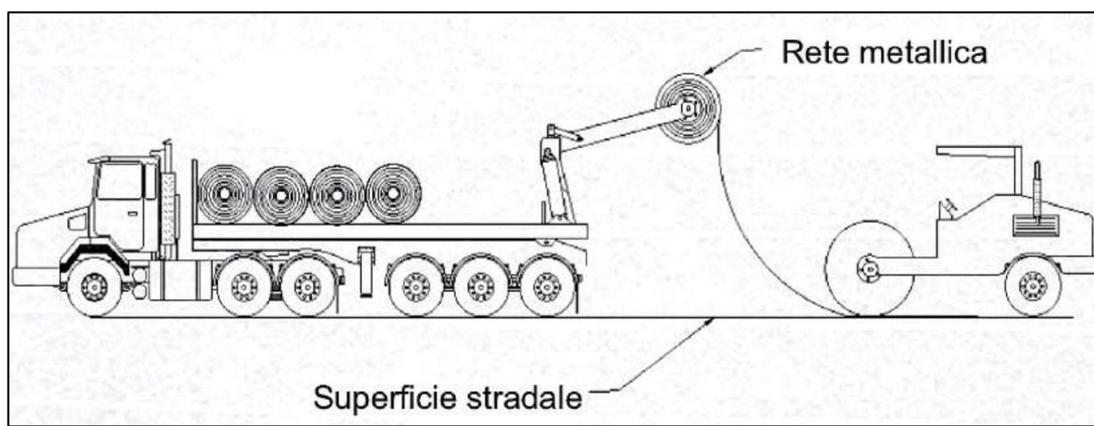


Figura 3.17: Schematizzazione posa in opera di una rete metallica.

Classificazione dei materiali di rinforzo

I materiali che vengono impiegati come rinforzo nel campo stradale, già citati nel descrivere le tecnologie di rinforzo delle sovrastrutture stradali pavimentate, hanno diversa natura e possono essere raggruppati in due categorie principali:

- geosintetici
- materiali metallici

L'impiego di interstrati di rinforzo nelle pavimentazioni stradali ha come obiettivo principale quello di prolungare la vita utile dell'infrastruttura. In quest'ottica, non necessariamente si richiede ai materiali impiegati di possedere un'elevata rigidità o una specifica funzione di rinforzo strutturale, ma di avere caratteristiche tali da garantire il miglioramento rispetto ad alcuni dissesti tipici delle pavimentazioni. Un materiale capace di ritardare o impedire alcuni processi di dissesto della pavimentazione, quali la propagazione della rottura o la penetrazione dell'acqua all'interno della sovrastruttura stradale, può procurare beneficio a tutta la sovrastruttura. In molti casi, quindi, gli interstrati non apportano alcun miglioramento alle caratteristiche meccaniche della pavimentazione, tuttavia il loro contributo al rallentamento dei processi di danneggiamento, anche se con meccanismi diversi da quello della portanza, ne giustifica l'impiego. Inquadrate le varie problematiche che investono la progettazione, la realizzazione e la manutenzione delle infrastrutture stradali, si intuisce il successo registrato in questo settore da parte dei rinforzi e l'interesse generale per materiali speciali, laddove questi portino a nuovi ed efficaci accorgimenti costruttivi. I geosintetici, per caratteristiche e proprietà, hanno offerto soluzioni e flessibilità d'impiego tali da garantirne lo sviluppo, la produzione e l'impiego nel settore stradale.

3.6 Geosintetici

Nella famiglia dei geosintetici rientrano vari tipi di prodotti dell'industria tessile, dell'industria della gomma e delle materie plastiche, nonché di quella delle membrane bitume-polimero e della bentonite. Generalmente vengono prodotti in forma di rotoli e vengono impiegati in opere di Ingegneria Civile, trovando applicazione anche nell'ambito delle costruzioni stradali. Le prime applicazioni, risalenti agli anni '60, riguardavano principalmente la realizzazione di strade provvisorie; da allora, grazie anche alla standardizzazione di prove che ne consentono una precisa caratterizzazione fisico-chimica e meccanica, i geosintetici sono ampiamente utilizzati anche nelle opere permanenti. I vantaggi conseguibili possono essere di tipo tecnico, economico e ambientale. I geosintetici possono essere classificati in base ai seguenti criteri:

- 1.3.4 funzione esplicata
- 1.3.5 polimero/fibra costituente

1.3.6 tipologia costruttiva.

a) Classificazione in base alla funzione esplicata

Un geosintetico può assolvere le seguenti funzioni:

separazione: interposto tra strati di diversa granulometria, evita la contaminazione della terra incoerente da parte di quella più fine

impermeabilizzazione: disposto esternamente a un'opera d'arte, intercetta i moti di filtrazione

filtrazione: permette il passaggio dei fluidi in direzione normale al proprio piano, impedendo il trasporto (sifonamento) di particelle solide

drenaggio: correlato alla capacità del geosintetico di convogliare i fluidi all'interno del proprio spessore

rinforzo: la resistenza a trazione del geosintetico incrementa le caratteristiche meccaniche del materiale da costruzione in cui è inserito

protezione dall'erosione: quando i geosintetici esercitano, sui pendii, azioni protettive

- *Classificazione in base al tipo di polimero/fibra costituente*

I polimeri più comunemente impiegati nella realizzazione di geosintetici sono il polipropilene (PP), il polietilene (PE, LD: low density e HD: high density), la poliammide (PA) e il poliestere (PET). Ognuno di questi ha caratteristiche peculiari che ne consigliano l'impiego in determinate condizioni al contorno. Sono molto diffuse anche le fibre di vetro, materiali ottenuti da filamenti estremamente fini di vetro, che si utilizzano come elemento di rinforzo abbinati ad altri prodotti polimerici. Le fibre di vetro sono molto funzionali grazie al loro elevato rapporto superficie/peso, offrendo inoltre un'elevata resistenza a trazione.

Le caratteristiche principali di questi materiali (Tabella 3.1) possono essere espresse in termini di:

- *densità* [kg/m³]
- *punto di fusione* [C°]
- *resistenza a trazione* [MPa]
- *allungamento a rottura* [%]

Nome	Densità [kg/m³]	Punto di fusione [C°]	Resistenza a trazione [MPa]	Allungamento a rottura [%]
Polipropilene (PP)	910	150	13-55	15-200
Polietilene (LDPE)	930	110	9-27	20-60
Polietilene (HDPE)	960	130	32-65	10-45
Poliestere (PET)	1380	230	95-130	8-20
Poliammide (PA)	1140	220	60-90	18-30
Fibra di vetro	2500	850	175-300	2-5

Tabella 3.1: Caratteristiche fisiche dei principali materiali per geosintetici.

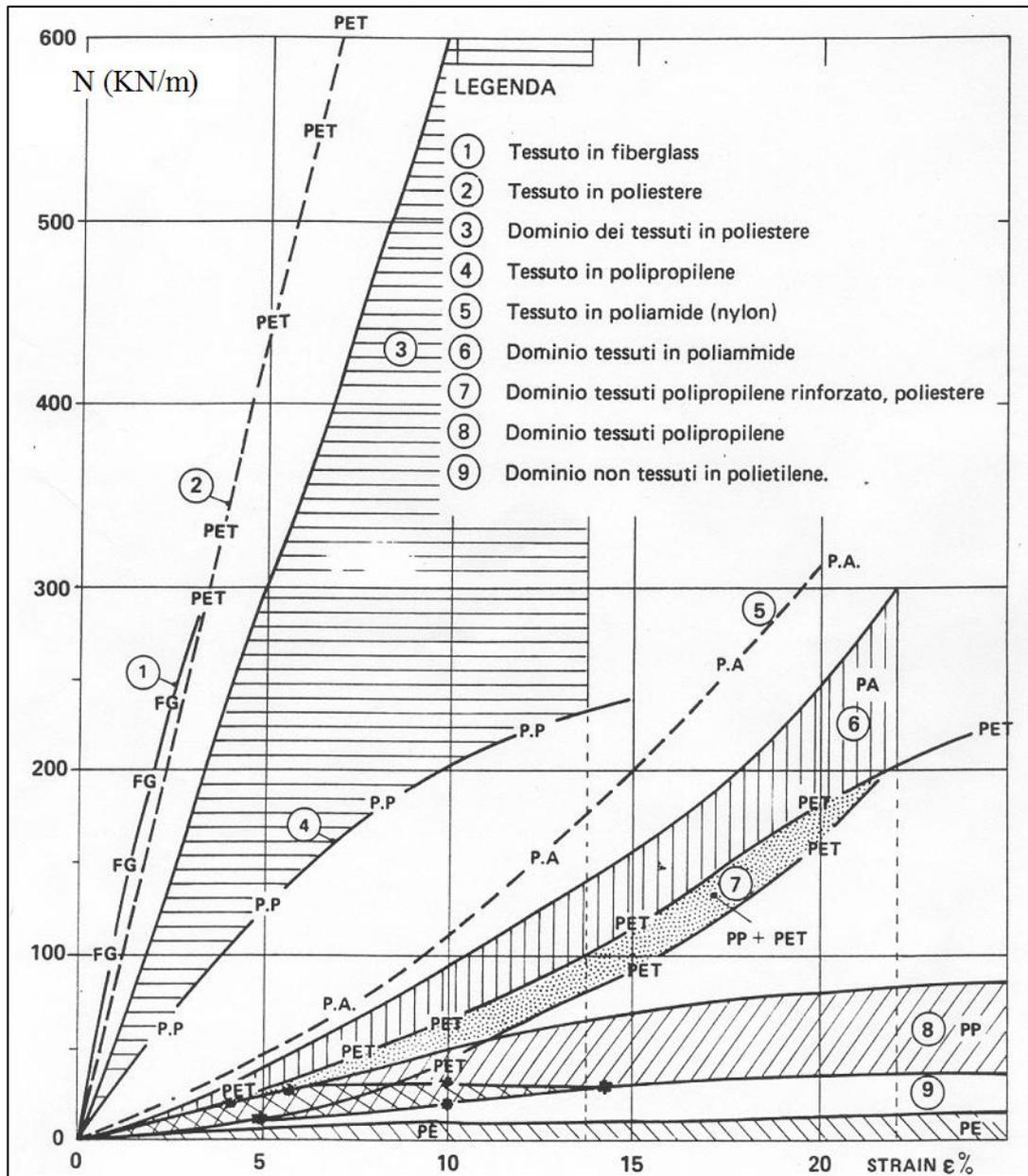


Figura 3.18: andamento degli allungamenti in base alle tensioni ammissibili delle varie famiglie di geosintetici

In ambito stradale, al fine di generare un effettivo contributo, tali materiali devono fornire adeguate prestazioni meccaniche sia all'interno del rinforzo di cui sono componenti, sia negli strati in cui vengono collocati. Infatti, poiché le pavimentazioni flessibili sono caratterizzate da deformazioni verticali relativamente piccole, le caratteristiche tenso-deformative dei materiali di rinforzo devono essere tali da poter erogare una notevole forza già per piccole deformazioni, ovvero devono possedere un'elevata rigidità. Alcuni studi effettuati sulle geogriglie polimeriche hanno dimostrato che la resistenza delle reti è influenzata da due aspetti fondamentali:

- o orientamento del polimero;
- o rivestimento superficiale.

L'obiettivo di raggiungere una maggiore resistenza a trazione delle griglie polimeriche può essere ottenuto, quindi, orientando e organizzando le molecole del polimero secondo una lunga catena allineata nella direzione della resistenza richiesta.

c) Classificazione in funzione della tipologia costruttiva

Tra i geosintetici si possono distinguere le seguenti tipologie di prodotti:

- geotessili (nontessuti e tessuti)
- geogriglie
- georeti
- geostuoie
- geocelle
- geomembrane
- geocompositi

Esistono, inoltre, dei manufatti, realizzati con fibre naturali e quindi non sintetiche, che, essendo biodegradabili, svolgono una funzione analoga a quella del geosintetico corrispondente, ma per un periodo di tempo limitato con evidenti vantaggi ambientali; tra questi si hanno bioreti, biostuoie e biocelle.

In ambito stradale, considerando esclusivamente l'effetto di rinforzo senza tenere conto delle opere di drenaggio, si utilizzano principalmente geotessili e geogriglie.

I geotessili si suddividono in nontessuti e tessuti a seconda che i filamenti che li costituiscono siano disposti secondo un orientamento, rispettivamente, caotico oppure ordinato. Storicamente i *geotessili nontessuti* sono stati i primi ad essere utilizzati sulle strade provvisorie di cantiere e come filtro anticontaminante per strutture di drenaggio. Le fibre che li costituiscono sono disposte in modo caotico e possono essere agugliate o termosaldate (Figura 3.18).

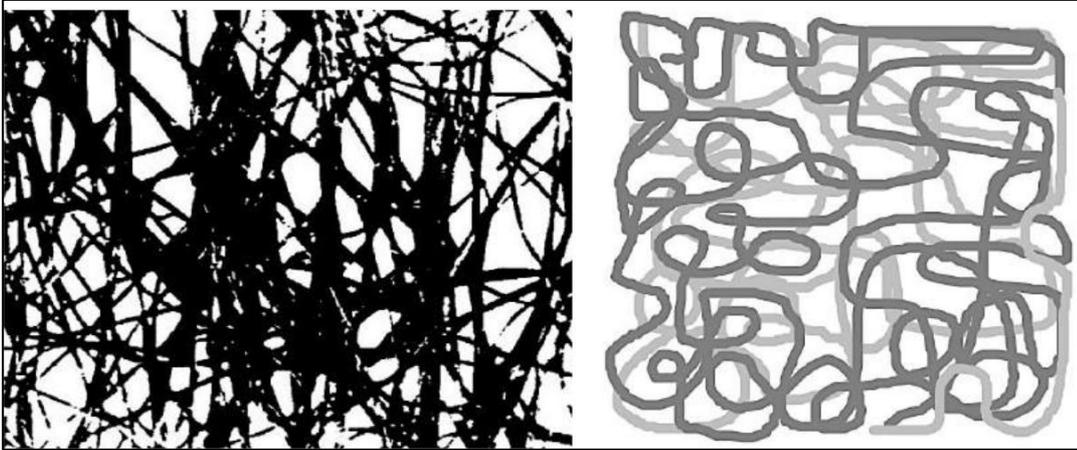


Figura 3.19 Vista al microscopio e rappresentazione schematica di un nontessuto.

Nel primo caso sono sottoposte a un processo di agugliatura, sono cioè intrecciate in modo disordinato senza alcuna connessione nei punti di contatto. Nel secondo caso, invece, un processo di riscaldamento (termosaldatura) produce, nei punti di sovrapposizione, una parziale fusione dei filamenti che conferisce loro una certa coesione. In relazione alla lunghezza della fibra, poi, i nontessuti si suddividono in geotessili a filo continuo o a filo corto.

I *geotessili tessuti*, invece, sono caratterizzati dall'aver le fibre orientate secondo due direzioni: una parallela al senso di produzione (ordito) e l'altra ortogonale al senso di produzione (trama) (Figura 3.20).

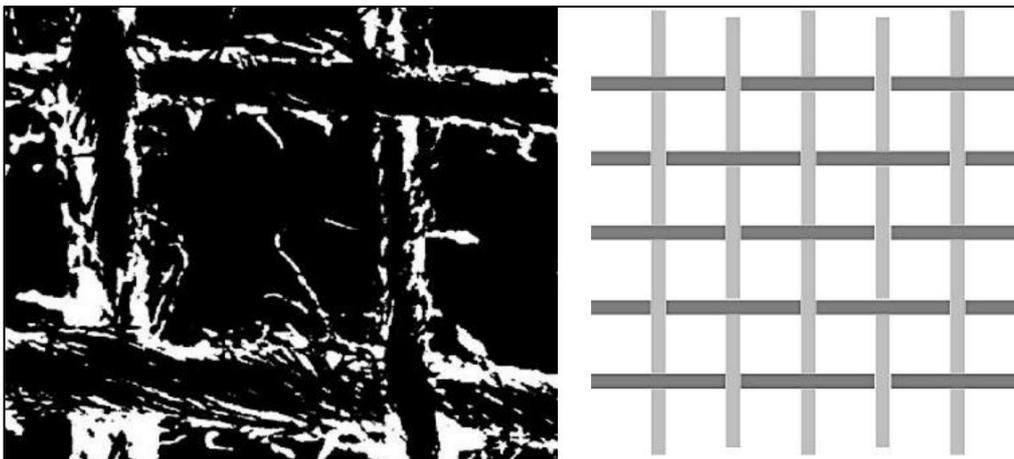


Figura 3.20: Vista al microscopio e rappresentazione schematica di un tessuto.

In relazione alla forma delle fibre che li costituiscono i geotessili si dividono in tessuti monofilamento o “a bandeletta”, cioè con fibre unite a formare delle fettucce. I tessuti, se sottoposti a trazione, possono essere soggetti al fenomeno del “creep apparente” dovuto al raddrizzamento dell'ordito, inizialmente ondulato per la presenza della trama. Per questo motivo, nelle applicazioni con funzioni di rinforzo e in presenza di una direzione principale di

sollecitazione, essendo opportuno impiegare un materiale con caratteristiche meccaniche anisotrope, trama e ordito possono essere realizzati con polimeri diversi.

Le geogriglie possono essere di tipo estruso, tessute oppure “a nastri saldati”.

Le geogriglie estruse, realizzate principalmente con polipropilene (PP) o con polietilene ad alta densità (HDPE), sono confezionate per estrusione del polimero fuso che viene perforato a intervalli regolari e successivamente stirato. Quest’ultima operazione ha un effetto positivo sulla resistenza a trazione della geogriglia in quanto, essendo realizzata a caldo, consente un isorientamento delle catene polimeriche che quindi si allineano alla direzione principale di sollecitazione. Si possono realizzare geogriglie monodirezionali o bidirezionali secondo che la stiratura sia effettuata in una o due direzioni (Figura 3.20).

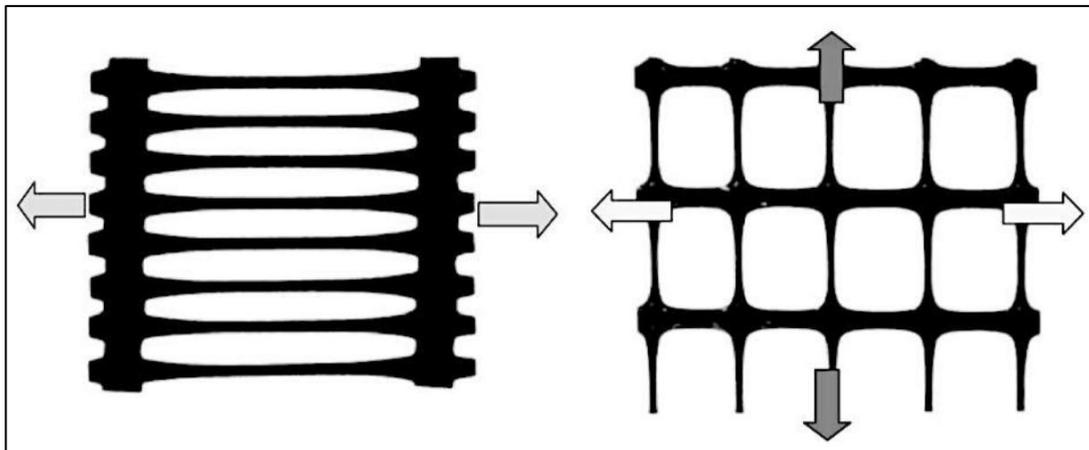


Figura 3.21: Geogriglia monodirezionale e bidirezionale.

Le prime possono essere caratterizzate da una resistenza a trazione in senso longitudinale dell’ordine dei $60 \div 200$ kN/m mentre le seconde raggiungono, nei due sensi, valori dell’ordine dei $20 \div 30$ kN/m.

Le geogriglie tessute sono strutture piane, a forma di rete, costituite da fibre sintetiche ad elevato modulo ricoperte da un ulteriore strato protettivo, sempre in materiale sintetico, in grado di garantire una resistenza strutturale delle giunzioni (Figura 3.21).

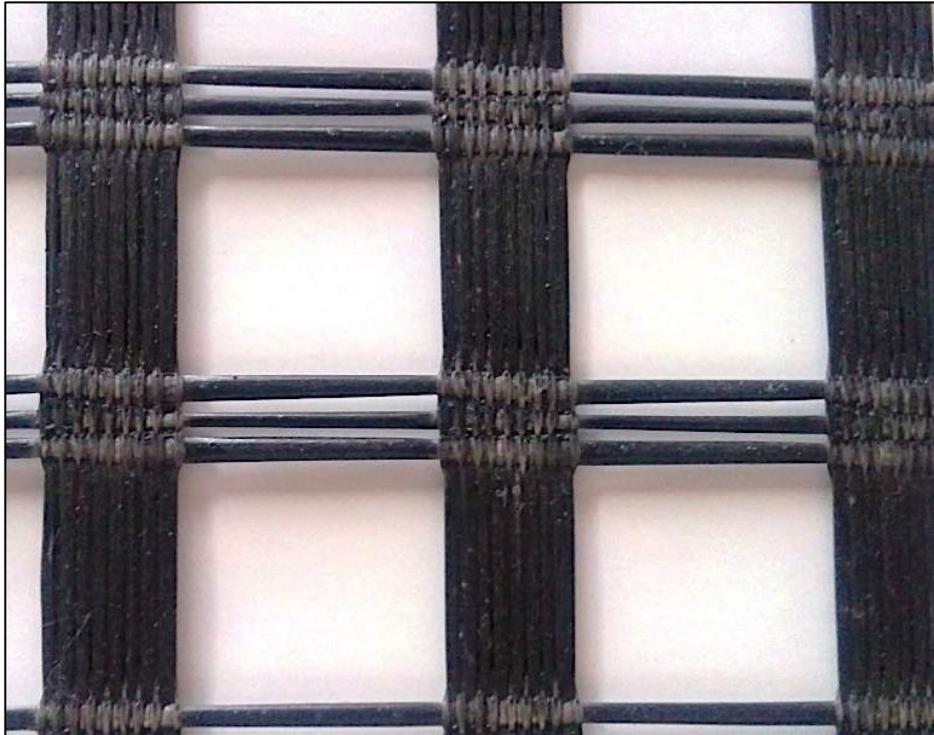


Figura 3.22: Geogriglia tessuta.

Le geogriglie a nastri saldati (“bonded”) sono strutture piane, in cui due o più serie di fibre, o altri elementi sintetici, vengono connessi ad intervalli regolari per mezzo di saldatura; tali geogriglie sono caratterizzate da resistenze variabili nelle due direzioni e comprese tra 15 e 1200 kN/m. Anch’esse si distinguono in prodotti monodirezionali e bidirezionali, in funzione della modalità di produzione e della destinazione d’uso. Le geogriglie, se confrontate con i geotessili, presentano una buona stabilità alle radiazioni ultraviolette e garantiscono una notevole resistenza allo sfilamento in quanto, grazie alle loro maglie grossolane, sviluppano un ottimo ingranamento con il materiale in cui sono inserite, sia esso un conglomerato bituminoso o un terreno. Infine, nell’ambito delle geogriglie per il rinforzo, si può inserire la famiglia delle *geogriglie accoppiate a geotessili* (Figura 3.23).



Figura 3.23: Geogriglia accoppiata a geotessile.

Sono presenti sul mercato anche membrane costituite da un composto autoadesivo bituminoso contenenti, al loro interno, una geogriglia di rinforzo, il rivestimento bituminoso consente una migliore adesione con l'asfalto (Figura 3.23).

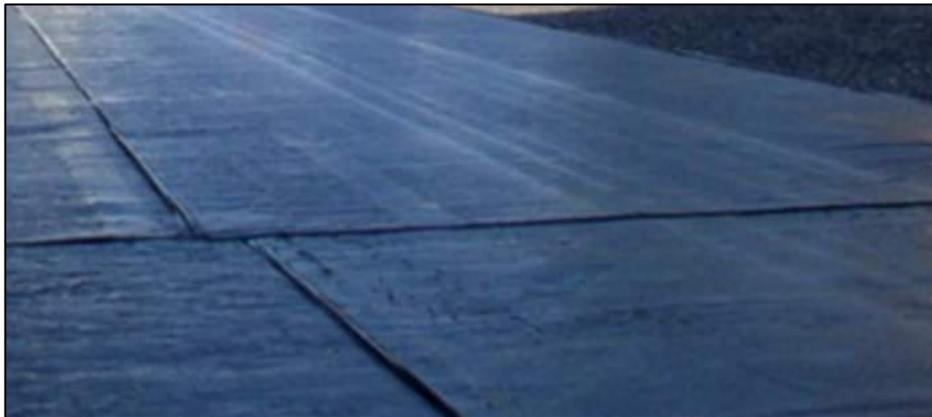


Figura 3.24: Membrana bituminosa autoadesiva rinforzata con geogriglia.

3.7 Rinforzi metallici

La Norma EN 15381 del 2008 “Geotextiles and geotextile-related products – Characteristics required for use in pavements and asphalt overlays” considera i rinforzi metallici come prodotti correlati ai geotessili e ne regola l’impiego all’interno di pavimentazioni stradali. I rinforzi metallici possono essere costituiti da reti d’acciaio elettrosaldate (Figura 3.24), solitamente prodotte in pannelli, oppure da reti a doppia torsione, unite a barrette trasversali (Figura 1.25), prodotte in forma di rotoli. Tali rinforzi, di solito, sono prodotti in acciaio e possono essere semplicemente zincati oppure ricoperti da uno strato protettivo in PVC.



Figura 3.24: Rete elettrosaldata.



Figura 3.25: Rete a doppia torsione.

La struttura tridimensionale di queste reti, ne agevola il collegamento con gli strati della pavimentazione nella quale vengono inserite, assicurando una funzione di interazione che consente un immediato e ottimale trasferimento del carico dalla pavimentazione al rinforzo. Solitamente vengono impiegate per la costruzione e la manutenzione di strade nei casi in cui sussistano condizioni sfavorevoli e, di conseguenza, i rimedi tradizionali non sono sufficienti. Generalmente si installano alla base dello strato di conglomerato bituminoso in cui le tensioni sono tipicamente più elevate, e agiscono assorbendo e riducendo i livelli di tensione dello strato bituminoso causati dalla presenza di rotture nel bitume stesso, oppure da un elevato traffico stradale come nel caso di un'autostrada (Figura 3.26).



Figura 3.26: Esempio di applicazione di rinforzi metallici in pavimentazione autostradale.

Negli ultimi anni stanno trovando largo utilizzo anche nel rinforzo delle pavimentazioni aeroportuali, sia per lavori di ampliamento che per nuove costruzioni (Figura 3.27).



Figura 3.27: Esempio di applicazione di rinforzi metallici in pavimentazione aeroportuale.

4. Il software olcrack

Attraverso l'utilizzo di software, capaci di modellizzare il comportamento di pavimentazioni stradali con l'utilizzo di materiali di rinforzo, si vuole studiare l'interazione che essi hanno con la nostra progettazione e il miglioramento delle caratteristiche strutturali di essi tra cui la vita utile.

Essi sono software di tipo sperimentale, in quanto quelli in commercio non tengono presente del comportamento di una pavimentazione costituita da questi nuovi materiali.

Al momento non ci sono modelli meccanicistici basati su prove convalidate per la rottura da riflessione nelle pavimentazioni asfaltiche. Per una valutazione accurata delle prestazioni fornite da un rinforzo in uno strato legato sono necessari lunghi calcoli FEM. Quindi nessun metodo di progettazione in forma chiusa è al momento disponibile. Però è possibile progettare utilizzando una procedura di prova ed errore sulla base di test di laboratorio e calcoli FEM, eseguita presso l'Università di Nottingham, che permettono di valutare il carico e quindi il tempo per la rottura dello strato di asfalto sia non rinforzato che rinforzato. Il software OLCRACK è stato sviluppato dal Prof. Brown, dell'Università di Nottingham. Il software OLCRACK è molto utile nello studio della propagazione delle reflective crack, sia negli interventi di costruzione che di manutenzione ed è modellato sulle glassgrid.

4.1 Criteri alla base della realizzazione del programma di calcolo

I principali obiettivi del progetto di studio sono stati:

1. quantificare l'effetto del rinforzo nel contrastare la propagazione delle fessure e l'ormaiamento.
2. fornire una guida di progetto per le pavimentazioni rinforzate.
3. dare indicazioni relativamente alla corretta messa in opera delle griglie di rinforzo.
4. modellare l'effetto del rinforzo mediante l'utilizzo del software OLCRACK.

Per perseguire i precedenti scopi, è stato programmato un lavoro di ricerca comprendente numerosi test di laboratorio sui materiali di rinforzo e su travetti di conglomerato con l'interstrato di rinforzo e anche una fase di test su tronchi-pilota in scala reale, che non vengono trattati su questa tesi.

4.2 Descrizione del software

Il software OLCRACK consta di due fogli di calcolo su formato .xls (Excel) denominati rispettivamente input e life.

Le ipotesi alla base del programma sono le seguenti:

- Se si dimensionano più strati, il programma sintetizza il tutto con un unico strato equivalente, con rigidità pari alla media delle rigidità dei sottostrati
- Lo strato progettato può includere un'interfaccia di rigidità finita o un interstrato di rinforzo

- Come nel caso di “ricarica” di una pavimentazione ammalorata, si può considerare la presenza di una fessura per valutare l’incidenza del reflective cracking sulla nuova pavimentazione

4.2.1 Foglio di calcolo input

Il primo foglio di calcolo è costituito da tutti i parametri di progetto richiesti dal software per poter elaborare la vita utile della pavimentazione.

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (mm)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	0.5	Crack Shear Modulus (MN/m3)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	150
		Subgrade Stiffness (MPa)	110
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	45	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	4
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 4.1: foglio di input

I parametri presenti si possono dividere principalmente in parametri meccanici e geometrici, sia del materiale di rinforzo usato, sia dei vari strati costituenti il nostro conglomerato bituminoso.

Il programma definisce come “Overlay” lo strato di ricarica, inteso come un unico strato bituminoso da posare in opera su una pavimentazione fessurata, o come un insieme di strati (base, collegamento, usura) considerati come un unico blocco composto dello stesso materiale con caratteristiche meccaniche intermedie tra gli strati stessi.

Nello specifico i parametri da inserire sono:

- *Load [kN]*, carico applicato dalla ruota.
- *Radius [mm]*, raggio d’azione del carico.

- *Standard Deviation of the Wheel Track [m]*, deviazione standard del passaggio delle ruote, tanto maggiore quanto è grande la carreggiata considerata. Di solito si considera 0.15m.
- *Axles in 1st year (million)*, assi previsti per il primo anno.
- *Growth rate (%)*, percentuale di crescita del traffico.
- *Overlay Thickness [mm] e Overlay Stiffness [MPa]*, spessore dello strato di ricarica progettato e la rigidezza (modulo) del conglomerato utilizzato.
- *Poisson Ratio*, coefficiente di Poisson per il conglomerato.
- *Bound Pavement Thickness [mm] e Bound Pavement Stiffness [MPa]*, spessore e modulo di rigidezza della pavimentazione preesistente alle condizioni di progetto.
- *Crack Spacing [m]*, spazio tra le fessure. In caso di nuova modellazione sarà impostata a 0.
- *Crack Width Factor*, indice dello stato della vecchia pavimentazione. Se si presenta sporca per risalita di materiale (fenomeno di “pumping”), allora vale 0. Nel caso di pavimentazione semplicemente fessurata vale 0.5, mentre per pavimentazione non fessurata o che presenta solo deformazioni da fatica, il fattore vale 1.
- *Crack Shear Modulus [MN/m³]*, modulo di taglio lungo la fessura, che permette di leggere la possibilità che avvengano spostamenti relativi in direzione verticale. I valori tipici sono dell'ordine di 100 MN/m³ nel caso di scarsa distribuzione dei carichi (segno di ampie fessure), 1000 MN/m³ in un caso intermedio e 10000 MN/m³ se invece la fessura è di piccola entità.
- *Sub-base Thickness e Sub-base Stiffness*, lo spessore e il modulo di rigidezza dello strato di base
- *Subgrade Stiffness*, che indica il modulo di rigidezza del terreno di sottofondo.

Oltre ai precedenti parametri ve ne sono altri legati alle caratteristiche di viscosità del bitume e alle caratteristiche a fatica del conglomerato bituminoso del nuovo strato di usura. In particolare una sezione dei dati di input, chiamata Surface Hardening Effect, consente di inserire delle proprietà del bitume come la percentuale di perdita in penetrazione dovuta alle variazioni termiche e la profondità entro la quale può essere considerato il fenomeno. Infine, riguardo alle proprietà del conglomerato, OLCRACK richiede le grandezze relative alla curva caratteristica a fatica, ottenute sperimentalmente attraverso la prova ITFT (prova di trazione indiretta su provino cilindrico), come la pendenza, il diametro del provino testato e il livello di carico necessario per portare a rottura il provino in un solo ciclo di carico.

Dati di Input sul materiale di rinforzo

Per quanto riguarda i dati d'input richiesti dal programma per tener conto del rinforzo e per distinguere tra di loro le differenti tipologie di rinforzo, vi sono principalmente due gruppi di parametri:

1. *Grid properties*, proprietà che caratterizzano la griglia in termini sia geometrici che meccanici. Tra queste rientrano il *modulo di rigidezza della griglia*, la *rigidezza all'interfaccia griglia-conglomerato*, che dipende come visto anche dalla corretta aderenza trasmessa tra i due materiali, la *larghezza delle maglie*, l'*effettivo diametro delle fibre* e l'*adesione fibra-bitume*.
2. *Grid proximity effect*, insieme di parametri che permettono all'utente di modellare il problema in funzione della tipologia di rinforzo. Tra questi *Fatigue Shift Factor* rappresenta il fattore di correzione da applicare alla propagazione della fessura in prossimità della griglia e varia in

4.2.2 Foglio di calcolo life

Il secondo foglio di calcolo presente nel software si chiama life ed è composto da un grafico dove viene graficato la propagazione delle fratture reflective cracking.

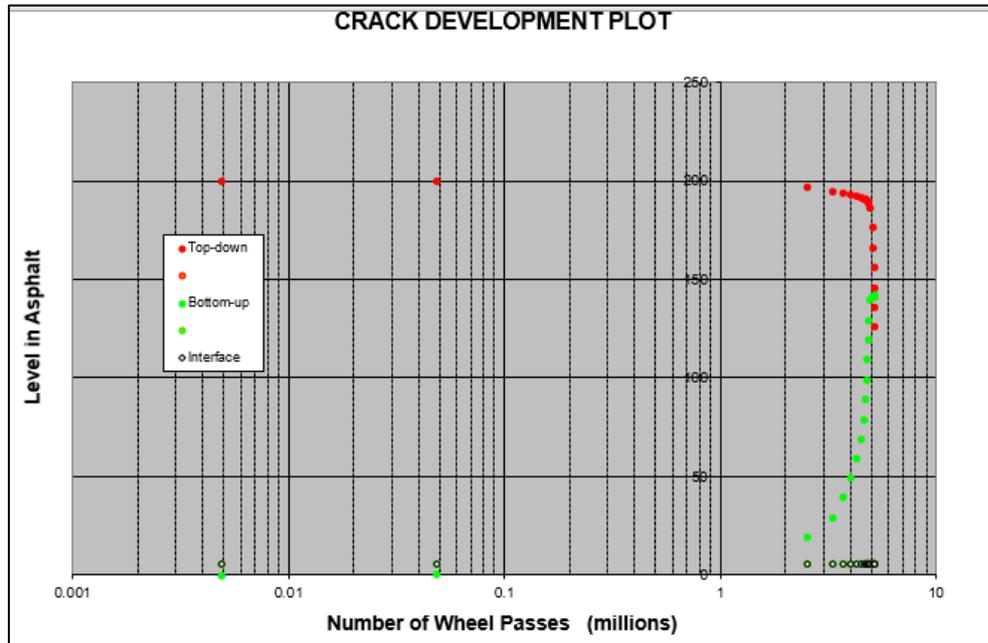


Figura 4.5: foglio di calcolo life

Il grafico è in scala logaritmica per le ascisse, dove sono presenti gli assi di passaggio, mentre per le ordinate vi è lo spessore del ricarico. La nostra vita utile è data dall'incrocio delle fratture top-down (pallini rossi) e bottom-up (pallini verdi). Inoltre viene rappresentata anche la posizione del rinforzo all'interno dello spessore del ricarico (pallini bianchi).

4.2.3 Materiali di rinforzo

I materiali di rinforzo inclusi nello studio del software olcrack sono i seguenti:

- Tensar AR1 – geogriglia in polipropilene;
- Tensar ARG – geogriglia in polipropilene + geotessile nontessuto
- Rotaflex 833 – geogriglia in fibra di vetro + geotessile nontessuto;
- Rotaflex WG2303 – geogriglia in fibra di vetro;
- Roadmesh – griglia in acciaio;
- Glassgrid – geogriglia in fibra di vetro;
- Glassgrid CG50 – geogriglia in fibra di vetro + geotessile nontessuto;
- Polyfelt PGM14 – Geotessile tessuto.

Product	Description	Material	Aperture size (mm)	Strength (kN/m)	Stiffness (MN/m)
Tensar AR1	Grid	Polypropylene	64 x 64	21	0.33
Tensar ARG	Grid + fabric	Polypropylene	64 x 64	24	0.34
Rotaflex WG2303	Grid	Glass Fibre	26 x 40	34	0.35
Rotaflex 833	Grid + fabric	Glass Fibre	26 x 40	32	0.60
Glassgrid	Grid	Glass Fibre	25 x 25	34	0.33
Glassgrid CG50	Grid + fabric	Glass Fibre	25 x 25	34	0.33
Polyfelt PGM14	Fabric	Polypropylene	none	not failed	0.02
Roadmesh	Woven grid	Steel	85 x 85 ¹	49 ²	22.7 ³

Figura 4.6: Parametri di input per i vari rinforzi

Product	Interface Shear Stiffness (MPa/mm)	Interface Shear Strength (kPa)
Unreinforced	>100	not failed
Tensar AR1	24.7	not failed
Tensar ARG	8.1	240
Rotaflex 833	14.3	270
Glassgrid	36.4	not failed
Glassgrid CG50	14.1	245
Roadmesh	>100	not failed

Figura 4.7: Rigidezza di taglio e forza all'interfaccia per le varie tipologie di rinforzo

Reinforcement Type	Stiffness (MN/m)	Strength (kN/m)	Interface stiffness (GN/m ²)	Strand spacing (mm)		Strand diameter (mm)	Bond strength (MN/m ²)	Fatigue factor above/below
				across crack	parallel to crack			
Tensar AR1	0.33	21	25	64	64	3.8	10	4 / 4
Tensar ARG	0.34	24	8	64	64	3.8	10	4 / 1
Rotaflex WG2303	0.35	34	36	26	40	3.5	0.1	4 / 4
Rotaflex 833	0.35	32	14	26	40	3.5	0.1	4 / 1
Glassgrid	0.33	34	36	25	25	2.5	0.1	2 / 2
Glassgrid CG50	0.33	34	14	25	25	2.5	0.1	2 / 1
Polyfelt PGM14	0.02	40	14	0.1	10	0.1	0.1	1 / 1
Roadmesh	22.7	49	100	85	170	3.4 ¹	10	4 / 4

Figura 4.7: Altri parametri di input per le varie tipologie di rinforzo.

I precedenti parametri sono stati in parte ottenuti dai risultati dei precedenti studi effettuati e in parte stimati a partire dai fenomeni osservati e dall'esperienza. In particolare, gli esperti di Nottingham hanno assunto le seguenti semplificazioni:

- Per le caratteristiche delle fibre di alcuni materiali sono stati considerati dei valori da non intendere realistici, ma in grado di rendere il programma sensibile alle differenze geometriche tra le griglie;
- La curva caratteristica a fatica è stata traslata nella presenza della griglia, tranne nel caso in cui fosse presente un geotessile tessuto, in quanto questo compromette l'aderenza al conglomerato circostante;
- Il **fattore** considerato per simulare la riduzione della propagazione della fessura è pari a **4** per tutti i materiali presi in esame tranne nel caso delle griglie in fibra di vetro Glassgrid, per le quali è stato assunto pari a **2**;
- L'influenza del fattore a fatica si considera agente entro una **distanza** di **20 mm**.

CAPITOLO 5

5. Casi reali studiati

5.1 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa



Figura 5.1: Localizzazione intervento

5.1.1 Descrizione dell'intervento

L'aeroporto internazionale di Milano-Malpensa ha subito negli ultimi anni un notevole ampliamento infrastrutturale. Per garantire un trasporto veloce di passeggeri, bagagli e merci all'interno del terminal aeroportuale, aumentando la qualità del servizio dei collegamenti fra le infrastrutture di volo, gli impianti e le attrezzature, sono state realizzate ed ampliate numerose strade di servizio e di collegamento. Tali infrastrutture stradali devono supportare pesanti carichi ed inoltre devono garantire una durata d'esercizio notevole, al fine di minimizzare gli interventi manutentivi.

Nel caso in oggetto di studio, all'ampliamento e al ripristino dell'esistente carreggiata si aggiunge anche il problema dell'interferenza con l'impianto di distribuzione dell'acqua surriscaldata posto sotto il livello stradale. La carreggiata stradale infatti, per garantire l'integrità della tubazione, deve resistere alle sollecitazioni causate dal passaggio di pesanti mezzi di servizio come autotreni, autobotti e pesanti mezzi per trasporto passeggeri, come il COBUS 3000 con assi da 102 kN. Per risolvere questi problemi si è quindi valutato l'utilizzo di un rinforzo per la pavimentazione stradale.

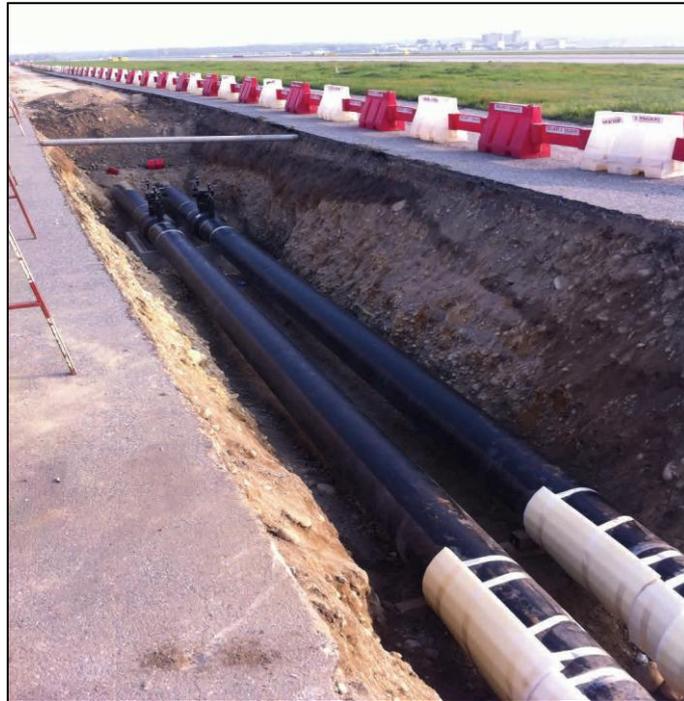


Figura 5.2: Posa dei sottoservizi



Figura 5.3: Stesura ROADMESH



Figura 5.4: Risultato finale

5.1.2 Soluzione proposta

Per il ripristino della pavimentazione nel caso in oggetto, si è scelto di utilizzare un rinforzo in rete metallica doppia torsione **ROADMESH L**. La facilità di installazione del rinforzo, ha consentito la posa in opera in sole 6 ore di lavoro. L'utilizzo di questa soluzione, posta all'interfaccia tra misto cementato e binder, in questo caso consente un aumento della vita utile della pavimentazione di 4.5 volte rispetto alla pavimentazione non rinforzata. Questo miglioramento è risultato dai calcoli effettuati con il software **OLCRACK** che valuta, in base alla stratigrafia del pacchetto stradale, la vita utile della pavimentazione e prevede l'andamento delle fessurazioni negli strati neri. L'applicazione del rinforzo **ROADMESH L**, oltre a ridurre gli sforzi di trazione negli strati bituminosi, consente una migliore distribuzione del carico attraverso la pavimentazione. Nel caso specifico tra la pavimentazione esistente e quella ripristinata si avrà una diversa rigidezza dovuta alla differenza nella stratigrafia dei pacchetti stradali, l'applicazione del rinforzo evita il propagarsi di fessure dovute al diverso comportamento strutturale.

5.1.3 Calcoli sulla pavimentazione proposta

Per poter effettuare i calcoli sulla vita utile della pavimentazione oggetto di intervento, si è andato a definire i parametri richiesti dal programma **OLCRACK** riferiti al nostro caso.

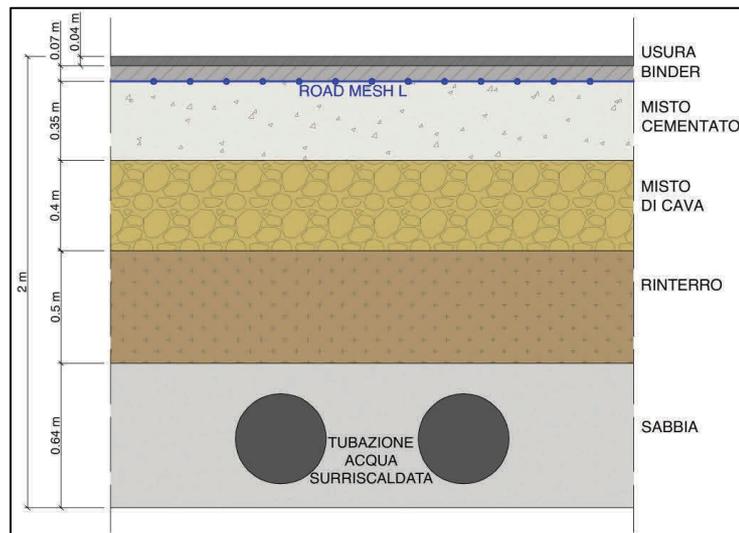


Figura 5.5: stratigrafia dell'intervento "malpensa"

5.1.4 Caso 1: pavimentazione non rinforzata

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	1
Grid Strength (kN/m)	40	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 5.6: foglio dati input pre-intervento "Malpensa"

Per quanto riguarda il carico della ruota equivalente si è scelto il valore 51 kN riferito al nostro veicolo di progettazione, ovvero il COBUS 3000.

Il raggio di azione della forza equivalente su ruota singola è di 200 mm, mentre la deviazione standard dei passaggi degli autoveicoli è di 0.15, dovuto ad una grandezza standard della corsia.

Poiché la pavimentazione è da costruire ex novo il fattore crack width factor è stato posto uguale a 1 (ovvero pavimentazione non fessurata).

Per quanto riguarda i parametri di progetto del geosintetico in questione (roadmesh L) essi sono: profondità roadmesh 109 mm, rigidità pari a 0 MN/m poiché è il caso in cui non è presente il rinforzo nel pacchetto, strand spacing e cross strand spacing è di 85 mm, ovvero 83.5 apertura maglia più 1.5 dovuto al filo. Lo strand effective diameter è di 3.4 ovvero la media tra lo spessore di 2.4 dei fili e i 4.4 delle barre trasversali di acciaio. Poiché il roadmesh viene inglobato totalmente dallo strato di ricarica ed inoltre attraverso la chiodatura offre un buon confinamento di tutto l'intervento si è scelto i valori rispettivamente di 10 MPa e 100 MPa/mm per la strand/bitumen adhesion. La resistenza ultima a trazione sia trasversale che longitudinale è di 40 KN/m.

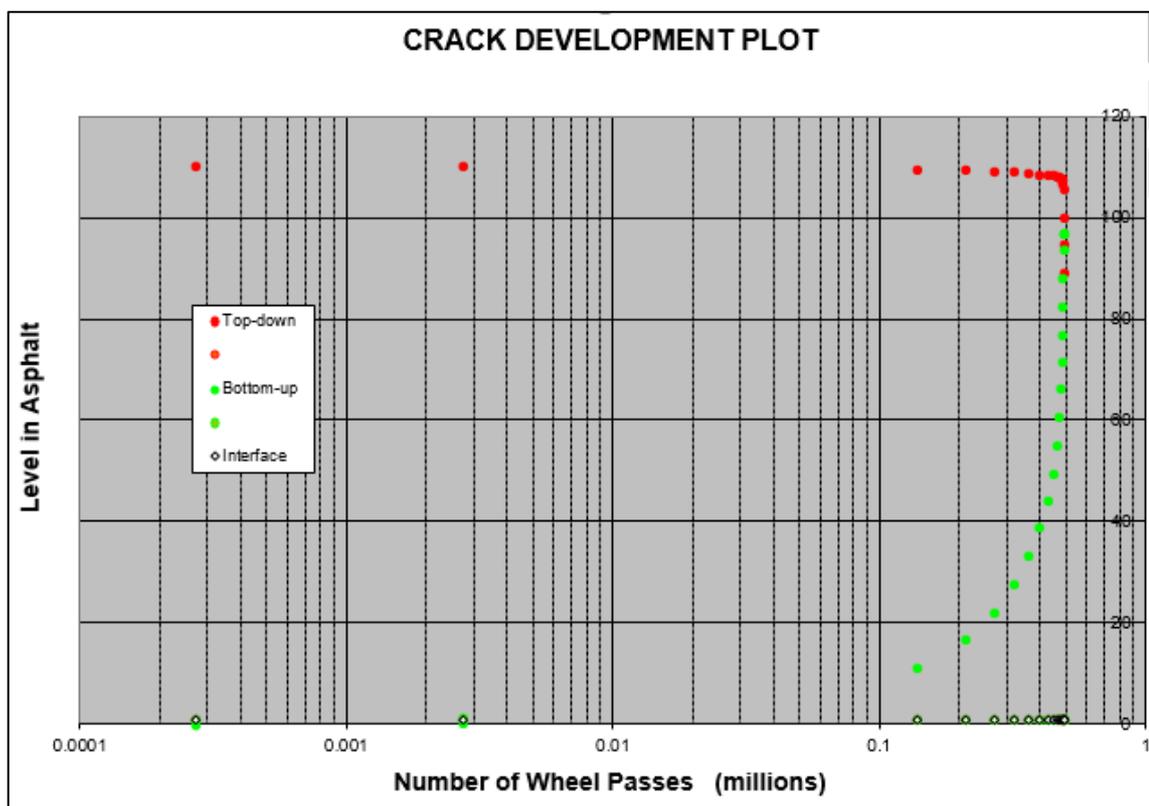


Figura 5.7: foglio life pre-intervento “Malpensa”

La vita utile della pavimentazione, ovvero l'incrocio tra le fessure top-down e bottom-up, è calcolato in 0.49 milioni di assi equivalenti con una vita utile di quasi 3.3 anni.

5.1.5 Caso 2: pavimentazione rinforzata

Figura 5.6: foglio dati input dell'intervento “Malpensa”

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	4
Grid Strength (kN/m)	40	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 5.8: foglio dati input post-intervento “Malpensa”

L'unico parametro che cambia in questo caso rispetto alla pavimentazione non rinforzata è la grid stiffness che è stata messa pari a 22.7 Mn/m ovvero il valore della rigidità dell'acciaio.

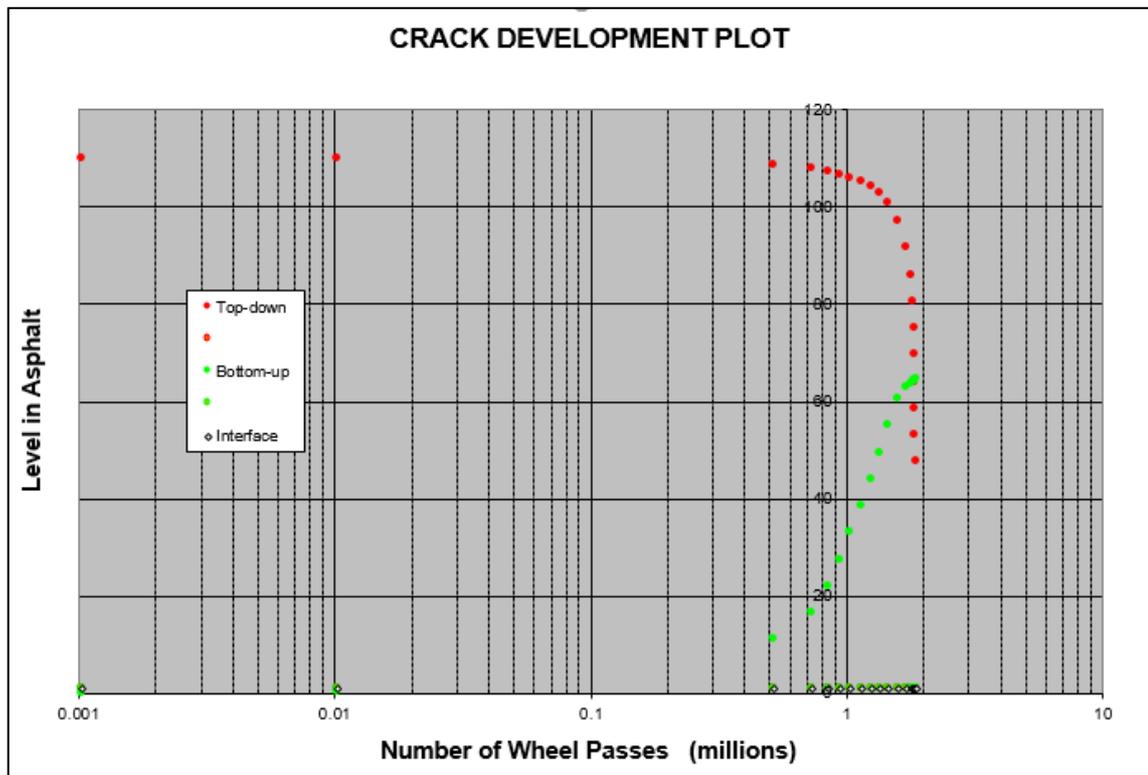


Figura 5.9: foglio dati life post intervento “Malpensa”

design	assi alla rottura (milioni)	vita utile (anni)
pavimentazione rinforzata	1.88	12
pavimentazione non rinforzata	0.49	3

Tabella 5.1: vita utile pre e post intervento

In questo caso il software ci mostra come la vita utile della pavimentazione è di circa 1.8 milioni di assi equivalenti con un incremento della vita utile di circa il 390% (12 anni). Il fattore di durata, quindi, tra la pavimentazione rinforzata e non è di circa 3.9 volte. Quindi al costo di circa 1500 mq² di roadmesh il software ci indica una durata dell’opera che si avvicina a circa quattro volte e mezza la stessa senza rinforzo. Quindi dal punto di vista economico è fortemente consigliato l’utilizzo della rete metallica a doppia torsione.

5.1.6 Verifica

Per la verifica dei casi oggetto di studio e per questo in particolare facciamo affidamento alle immagini satellitari andando a calcolare gli assi transitati al momento dell'ultima immagine satellitare disponibile e lo stato generale dell'intervento.



Figura 5.10: fotografia pre intervento “Malpensa”

La foto qui presente è stata scattata nel 2012 e poiché l'intervento è di aprile 2013 la foto rappresenta la situazione pre-intervento.

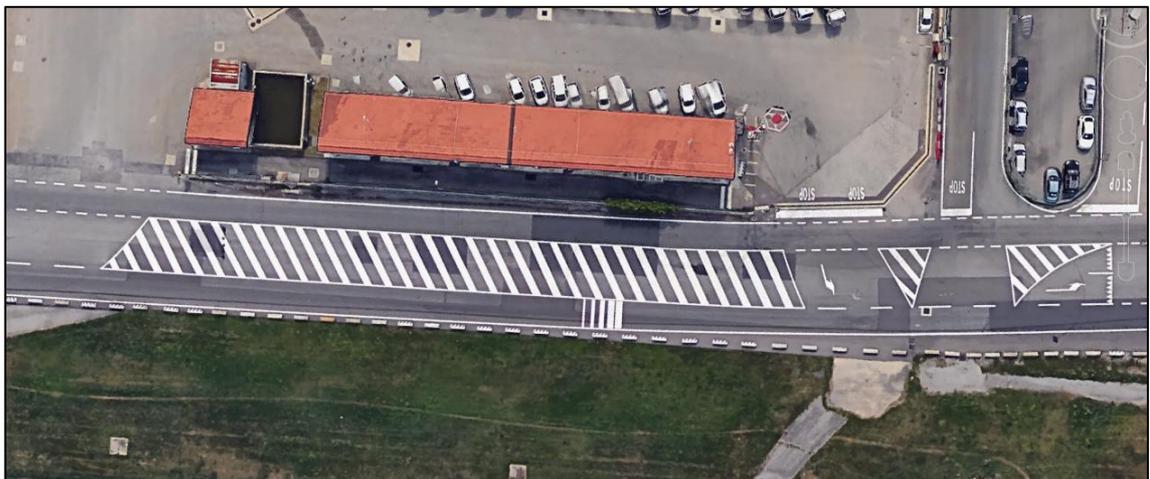


Figura 5.11: fotografia post intervento “Malpensa”

La foto è stata scattata nel 2016 dopo appena il passaggio di 450000 assi equivalenti ovvero il 25% della vita utile della pavimentazione. Come si evince dalla foto il conglomerato bituminoso presenta un ottimo stato di conservazione segno della bontà dell'intervento.

5.2 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford

La provinciale A4144 è una strada con andamento nord-sud che attraversa il centro della città di Oxford. In origine era numerata come A34 ed è stata riclassificata A4144 quando è stata costruita la tangenziale ovest intorno al 1960. Ulteriori cambiamenti in anni successivi hanno portato alla classificazione attuale.

La strada ha come estremità settentrionale la rotonda della Oxford Ring Road sulla A34 e come estremità meridionale la rotonda sulla A423. Essa è gestita dal dipartimento stradale dell'Oxford shire.

5.2.1 Descrizione dell'intervento

L'Oxford shire County Council aveva previsto un'importante ricostruzione di una porzione abbastanza lunga della strada. L'inizio dei lavori è stato previsto ed è iniziato nel corso del 2003. La ricostruzione completa della pavimentazione è stata scelta visto sia lo stato degradato della strada che l'importante TGM (20000 veicoli) che la strada avrebbe sostenuto ma la presenza in profondità di sottoservizi e di reperti archeologici ha limitato l'intervento a 450mm di profondità. La bassa resistenza del sottofondo esistente non poteva essere migliorata con la sostituzione visto anche la limitazione della sovrintendenza dei beni culturali, quindi si è scelto una soluzione che comprendesse RoadMesh® per fornire una durata minima 15 anni di progettazione. Il RoadMesh® è stata posto in profondità negli strati bituminosi per dare il massimo beneficio strutturale. L'area scelta per la posa del rinforzo era dal ponte di step Ground fino a Norreys Avenue. Quasi due chilometri di carreggiata sono state ricostruite in più fasi per una durata di più di 3 anni. Tutte le fasi sono state completate in tempo e rispettando il budget, ottenendo una ricostruzione di alta qualità con un solo modesto disagio per gli utenti della strada e facciate.



Figura 5.12: presenza delle fatigue cracking prima dell'intervento



Figura 5.13: Stesura della ROADMESH



Figura 5.14: perfette condizioni della strada dopo 13 anni

5.2.2 Caso 1: pavimentazione non rinforzata

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (mm)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	1	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	150
		Subgrade Stiffness (MPa)	110
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	45	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	2
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 5.15: foglio dati input pre intervento "Oxford"

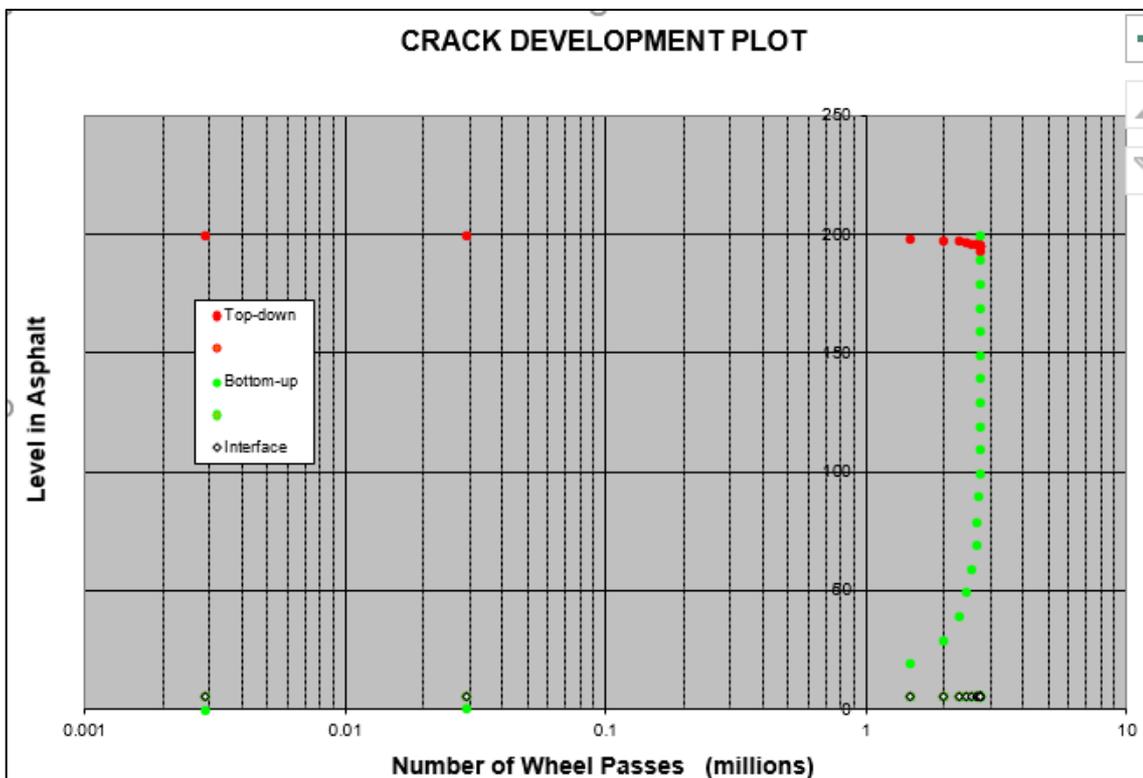


Figura 5.16: foglio life pre intervento “Oxford”

In questo caso la vita utile è di circa 2.75 milioni di assi equivalenti con una vita utile inferiore ai due anni.

Come si evince dal grafico i problemi di scarsa portanza del sottofondo fanno sì che le fratture bottom-up abbiano una propagazione molto più elevata rispetto alle top-down ed un eventuale ricarico può essere dannoso per le scarse caratteristiche di esso e difficilmente quantificabile. Infatti le fratture si incontrano quasi in superficie.

5.2.3 Caso 2: pavimentazione rinforzata

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (m)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	0.5	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	150
		Subgrade Stiffness (MPa)	110
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	4
Grid Strength (kN/m)	45	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 5.17: foglio dati input post intervento “Oxford”

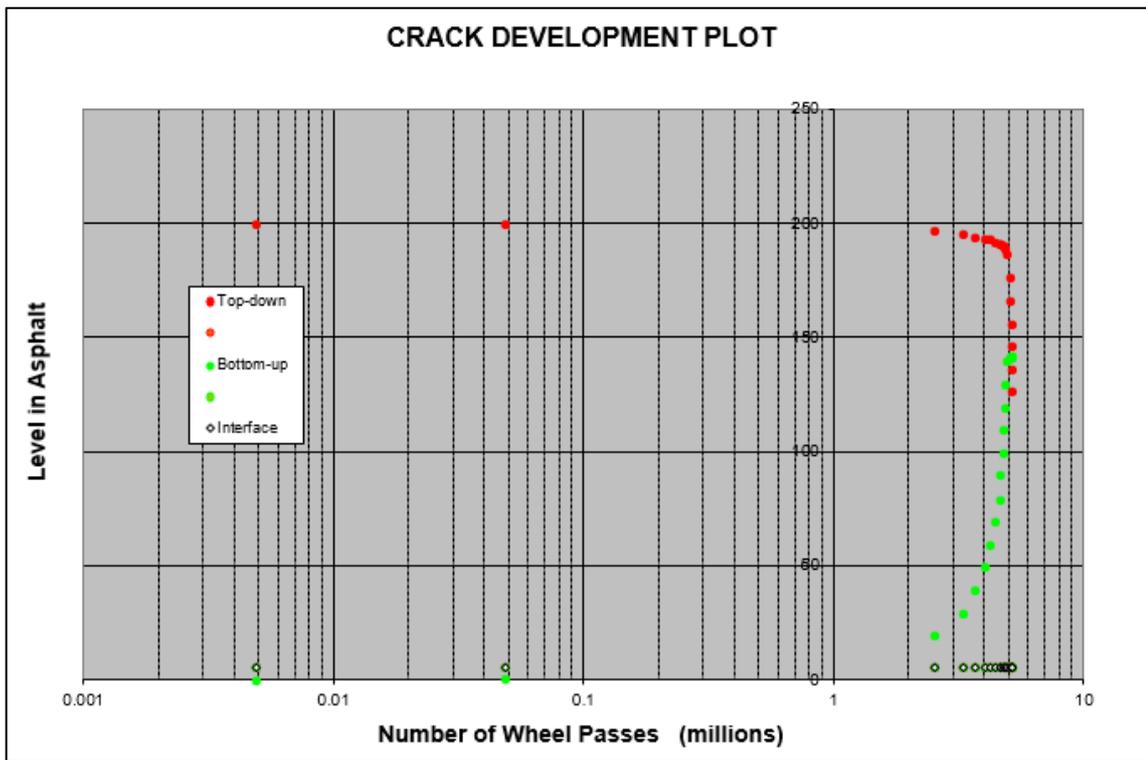


Figura 5.18: foglio life post intervento “Oxford”

design	assi alla rottura (milioni)	vita utile (anni)
pavimentazione rinforzata	5.17	11
pavimentazione non rinforzata	2.75	8

Tabella 5.2: vita utile dell'intervento “Oxford”

Nel caso con rinforzo la vita utile arriva a 5.1 milioni di assi equivalenti con una vita media di poco inferiore ai 4 anni. Il fattore di durata è di 1.85 . Come si evince dal grafico questa volta l'incrocio tra i due tipi di fratture avviene a circa 50 cm dalla superficie .

In questo specifico intervento grazie all'adozione del ROADMESH come rinforzo si è potuto aumentare la vita utile di 1.85 volte.

5.2.4 Verifica

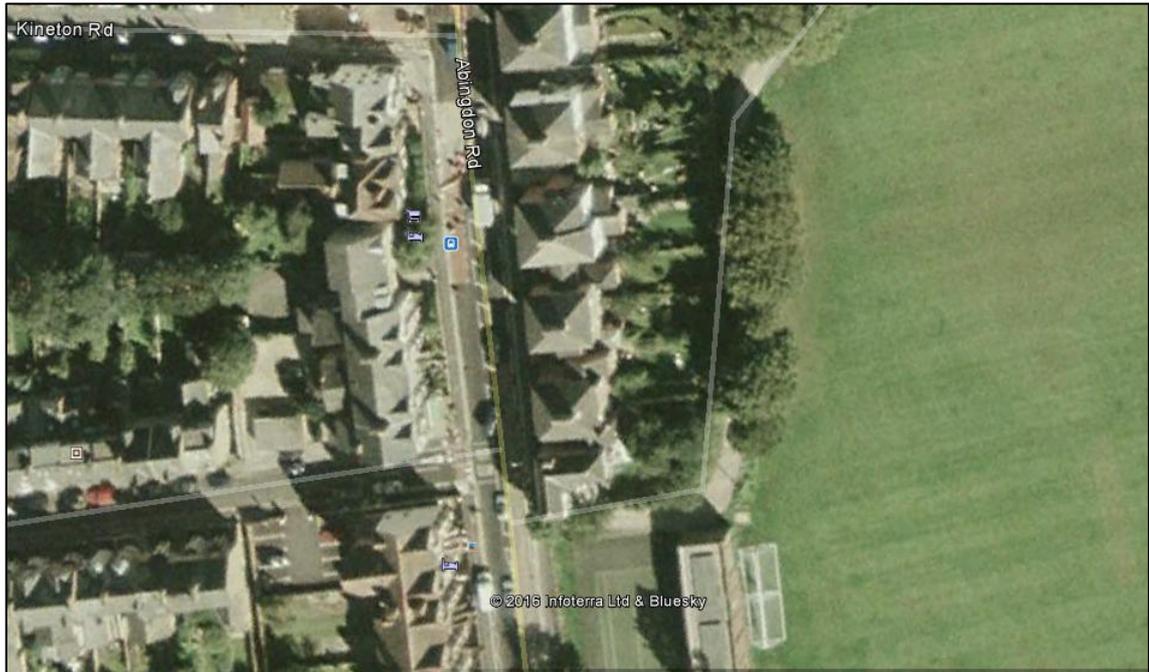


Figura 5.19: Foto della strada provinciale dopo un anno dall'intervento.

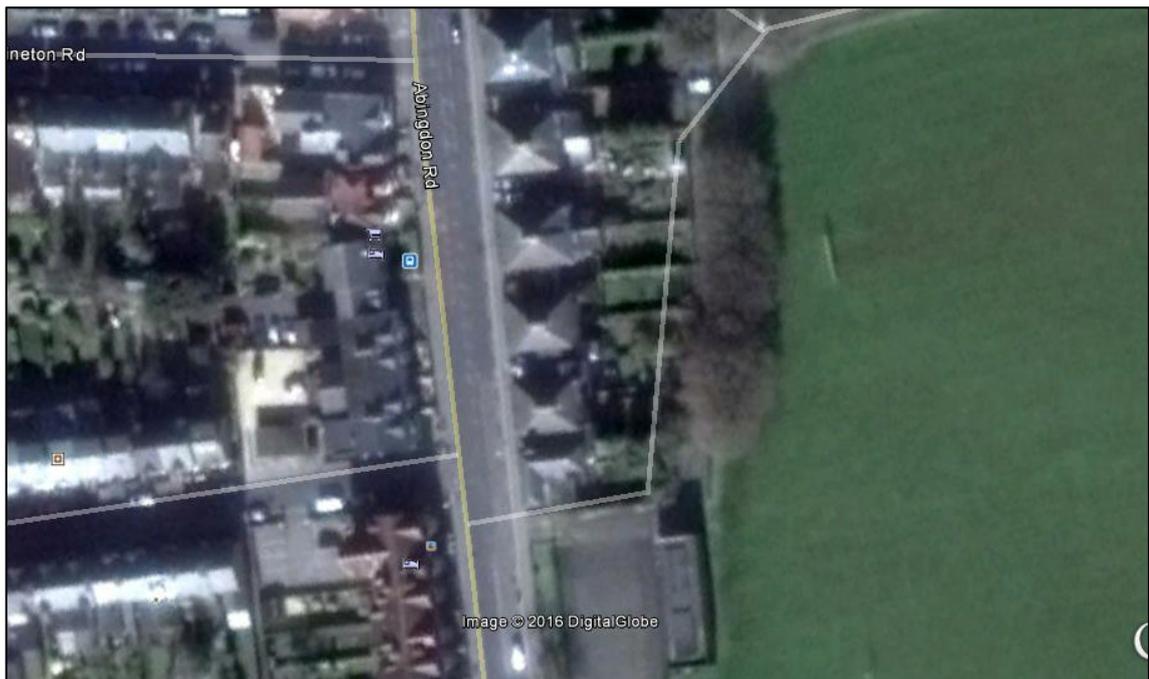


Figura 5.20: Foto della stessa strada provinciale dopo ben 11 anni dall'intervento (2014)

strada provinciale a1441				
anno	TGM	veicolo anno	veicoli	assi

			totali	equivalenti
2004	18405	4785300	4785300	9570600
2005	13903	3614780	8400080	16800160
2006	13960	3629600	12029680	24059360
2007	18643	4847180	16876860	33753720
2008	18229	4739540	21616400	43232800
2009	18596	4834960	26451360	52902720
2010	18718	4866680	31318040	62636080
2011	18832	4896320	36214360	72428720
2012	18674	4855240	41069600	82139200
2013	18693	4860180	45929780	91859560
2014	19234	5000840	50930620	101861240
2015	19690	5119400	56050020	112100040

Tabella 5.3: spettro di traffico reale sulla provinciale oggetto di studio

Come si evince dalla tabella l'intervento che ancora nel 2016 si presenta in buono stato ha superato di gran lunga la vita utile calcolata con il software olcrack (5.1 milioni di assi equivalenti) contro i 112 milioni di assi equivalenti che hanno attraversato la strada dal 2004 al 2015 secondo il sito www.dft.gov.uk dalla rotonda che il southpass fino all'incrocio con thames street. Da questa verifica si evince come il programma abbia sottovalutato ampiamente il confinamento del geosintetico e la limitazione nella propagazione delle reflective cracking .

5.2.5 Caso 3: pavimentazione rinforzata con vita utile di 13 anni

Poiché l'intervento dopo 13 anni presenta uno stato generale si è deciso di modificare i valori di input del conglomerato bituminoso affinché la vita utile risulti di circa 122 milioni .

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (mm)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	9.3	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4800	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	150
		Subgrade Stiffness (MPa)	110
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	3000
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	4
Grid Strength (kN/m)	45	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 5.21: foglio dati input verifica intervento "Oxford"

I dati modificati sono stati la rigidità del ricarico che è passata da 3500 MPa a 4800 MPa e la strain for failure at N=1 che è stata raddoppiata.

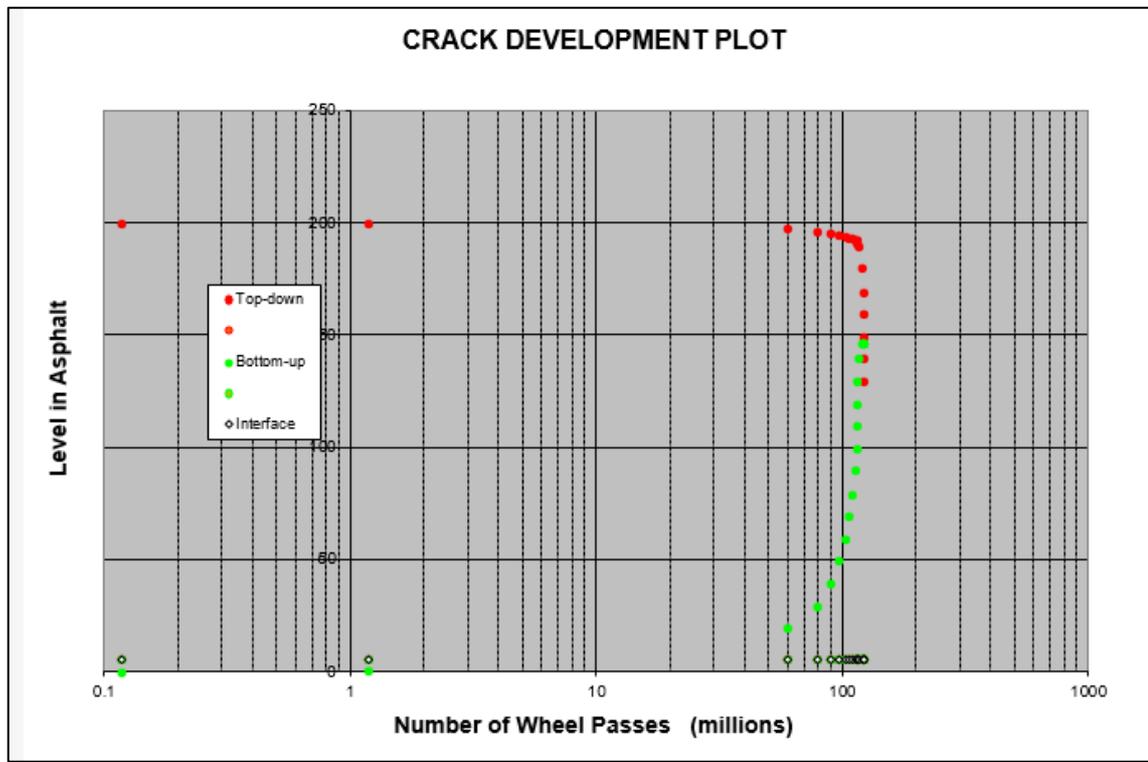


Figura 5.22: foglio life verifica intervento “Oxford”

La vita utile della pavimentazione ora risulta di 122 milioni di assi equivalenti come da esperienza diretta.

5.3 Ivato international airport

5.3.1 Descrizione dell'intervento

Nel 2008, presso l'aeroporto internazionale di IVATO in Madagascar l'ente dell'AVIAZIONE CIVILE del MADAGASCAR ha invitato a presentare una soluzione conveniente senza compromettere i requisiti strutturali per la riabilitazione delle sezioni dell'area rullaggio e parcheggio dello stesso aeroporto a vari soggetti tra cui la MACCAFERRI.

Il progetto originale per la risposta dei requisiti strutturali della pavimentazione presentava uno spessore di 1200 mm costituito da uno strato di usura di HMA di 100 mm di spessore (beton bitumineux); uno strato di binder di 350 mm di spessore costituito da un ghiaia e pietrisco non trattati e uno strato di base di 750 mm di spessore costituito da un miscela di ghiaia di strato di base e sabbia di fiume.

5.3.2 Soluzione

L'inclusione di geosintetici nel pacchetto progettuale ha dimostrato la sua utilità negli strati della pavimentazione con la diminuzione dello spessore totale senza la perdita dei requisiti strutturali. Le geogriglie e i geotessili utilizzati all'interno di un pacchetto di pavimentazione hanno svolto due funzioni: in ordine separazione e rinforzo determinando un risparmio del 17% sul costo totale rispetto alla soluzione originale.

La funzione di separazione è stato ottenuto inserendo un tessuto geotessile MacTex® W1 4S (40/40 kN/ m) fornendo ulteriori armatura e mezzo di separazione per controllare la contaminazione dello strato di base con quello di sottofondo. Ciò ha comportato una riduzione del 30% nel spessore richiesto degli strati di base e fondazione . Il rinforzo dell'asfalto è stato attuato con un geogriglia fatto di fibra di vetro con altissime proprietà meccaniche : resistenza alla trazione ultima trasversale e longitudinale di 100/100 kN/m e l'allungamento a rottura <4%.



Figura 5.23: Lavorazione del piazzale di parcheggio



Figura 5.24: Stesura asfalto



Figura 5.25: Foto riguardante l'intervento finale

5.3.3 Caso 1: pavimentazione non rinforzata

Si è scelti come carico il valore di 148 kn ovvero il carico equivalente per ruota singola del airbus 340-300.

Si è scelti il airbus 340-300 come aereo critico poiché è l'aereo con più pesante tra quelli presenti nello spettro di volo dell'aeroporto.

Come radius si è scelto 617 mm valore fornito dalla libreria del software faarfield

Data Input			
Load (kN)	148	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	617	Bound Pavement Stiffness (MPa)	600
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	100
Axles in 1st year (million)	0.0028	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	100	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	750
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	300
		Subgrade Stiffness (MPa)	120
Grid Depth (mm)	99	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1000
Strand Spacing (mm)	25	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	25	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	2.5	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	1	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	36	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	2
Grid Strength (kN/m)	100	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 5.26: foglio dati input pre intervento “Madagascar”

Tuesday, Nov 15					
1:50 AM	KQ262	Nairobi (NBO)	Kenya Airways	E190 (5Y-FJ)	Scheduled
10:20 AM	MD319	Sambava (SVB)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
10:30 AM	MD317	Antsiranana (DIE)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
11:20 AM	ZD211	Dzaoudzi (DZA)	EWA Air	AT7	Scheduled
11:45 AM	MD321	Nosy Be (NOS)	Air Madagascar	738	Scheduled
11:50 AM	HM755	Victoria (SEZ)	Air Seychelles	320	Scheduled
2:10 PM	SA8252	Johannesburg (JNB)	South African Airways	AR8	Scheduled
2:20 PM	MD501	Toamasina (TMM)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
2:30 PM	KQ256	Nairobi (NBO)	Kenya Airways	738	Scheduled
3:15 PM	MK288	Port Louis (MRU)	Air Mauritius	343	Scheduled
3:15 PM	TK160	Port Louis (MRU)	Turkish Airlines	333	Scheduled
3:15 PM	MD319	Sambava (SVB)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
3:20 PM	ZD211	Dzaoudzi (DZA)	EWA Air	AT7	Scheduled
4:35 PM	UU611	Saint-Denis (RUN)	Air Austral	738	Scheduled
5:05 PM	MD713	Toliara (TLE)	Air Madagascar	738	Scheduled

* All times are in local timezone

Figura 5.27: Arrivi previsti il 15/11/2016

Tuesday, Nov 15					
2:40 AM	KQ263	Nairobi (NBO)	Kenya Airways	E90	Scheduled
6:00 AM	MD316	Antsiranana (DIE)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
6:30 AM	MD318	Sambava (SVB)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
7:00 AM	MD500	Toamasina (TMM)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
9:00 AM	MD320	Nosy Be (NOS)	Air Madagascar	738	Scheduled
11:30 AM	MD318	Sambava (SVB)	Air Madagascar	AT7	Scheduled
12:20 PM	ZD212	Dzaoudzi (DZA)	EWA Air	AT7	Scheduled
12:50 PM	MD714	Tolagnaro (FTU)	Air Madagascar	738	Scheduled
1:30 PM	ZD212	Dzaoudzi (DZA)	EWA Air	AT7	Scheduled
2:50 PM	HM754	Victoria (SEZ)	Air Seychelles	320	Scheduled
3:00 PM	SA8253	Johannesburg (JNB)	South African Airways	AR8	Scheduled
3:20 PM	KQ257	Nairobi (NBO)	Kenya Airways	738	Scheduled
5:00 PM	MK289	Port Louis (MRU)	Air Mauritius	343	Scheduled
5:00 PM	TK161	Port Louis (MRU)	Turkish Airlines	333	Scheduled
5:40 PM	UU612	Saint-Denis (RUN)	Air Austral	738	Scheduled

Figura 5.28: Decolli previsti il 15/11/2016

Per il carico equivalente per gamba di forza singola dell'aereo critico si è utilizzata la seguente formula:

$$Q_g = r \cdot \frac{0.825 + 0.025 \cdot N}{R} \cdot Q_t$$

Q_t : peso totale dell'aereo (peso massimo al decollo);

N : numero di gambe di forza dell'aereo;

R : numero complessivo delle ruote del carrello posteriore;

r : numero delle ruote della gamba di forza in esame.

Dove per noi :

$Q_t = 275$ tonnellate dell'aereo critico (airbus a340-300)

$Q_t = 261.25$ tonnellate peso max al decollo su carrello posteriore (95% peso totale)

$R=12$

$r=4$

$N=4$

$Q_g = 60.4$ tonnellate

Il carico equivalente su ruota singola è pari a 15.1 tonnellate come calcolato da questa tabella.

Esso equivale a 148 kn.

Per il calcolo dei movimenti si è scelta la seguente formula

$$\log N_j = \left(\frac{Q_{gi}}{Q_{gj}} \right)^{0.5} \cdot \log(C_{ij} \cdot N_i)$$

→ Trasforma lo spettro di traffico reale della pista in movimenti equivalenti dell'aereo critico,
→ Siccome il decollo è la manovra che sollecita di più la pista (assenza di portanza alare), si considerano solo i decolli,

dove:

N_j è il numero di decolli dell'aereo di progetto (aereo critico) corrispondenti agli effettivi decolli N_i dell'aereo i-esimo;

Q_{gi} è il carico gravante sulla singola ruota del carrello principale dell'aereo i-esimo;

Q_{gj} è il carico gravante sulla singola ruota del carrello principale dell'aereo di progetto (aereo critico);

C_{ij} è il coefficiente di equivalenza che considera la diversa configurazione dei carrelli tra aereo j-esimo e aereo i-esimo;

N_i è il numero di decolli dell'aereo i-esimo.

AEREO "I-ESIMO"	AEREO DI PROGETTO	COEFFICIENTE C
RUOTA SINGOLA	RUOTE GEMELLE	0.80
RUOTA SINGOLA	DOPPIO TANDEM	0.50
RUOTE GEMELLE	DOPPIO TANDEM	0.60
RUOTE GEMELLE	RUOTA SINGOLA	1.30
DOPPIO TANDEM	RUOTA SINGOLA	2.00
DOPPIO TANDEM	RUOTE GEMELLE	1.70

aereo	Q _{gi}	Q _{gj}	C _{ij}	n _i	n _j	
a343	15.1	15.1	1	210	210	
a320	15.7	15.1	1.7	210	400.7647	
bae146	9	15.1	1.7	365	143.243	
atr72	4.6	15.1	1.7	18615	304.7151	
embraer190	10.2	15.1	1.7	1310	564.2149	
737-800	12.4	15.1	1.7	1460	1192.223	
						2815.161

Tabella 5.4: calcolo carico equivalente su singola ruota

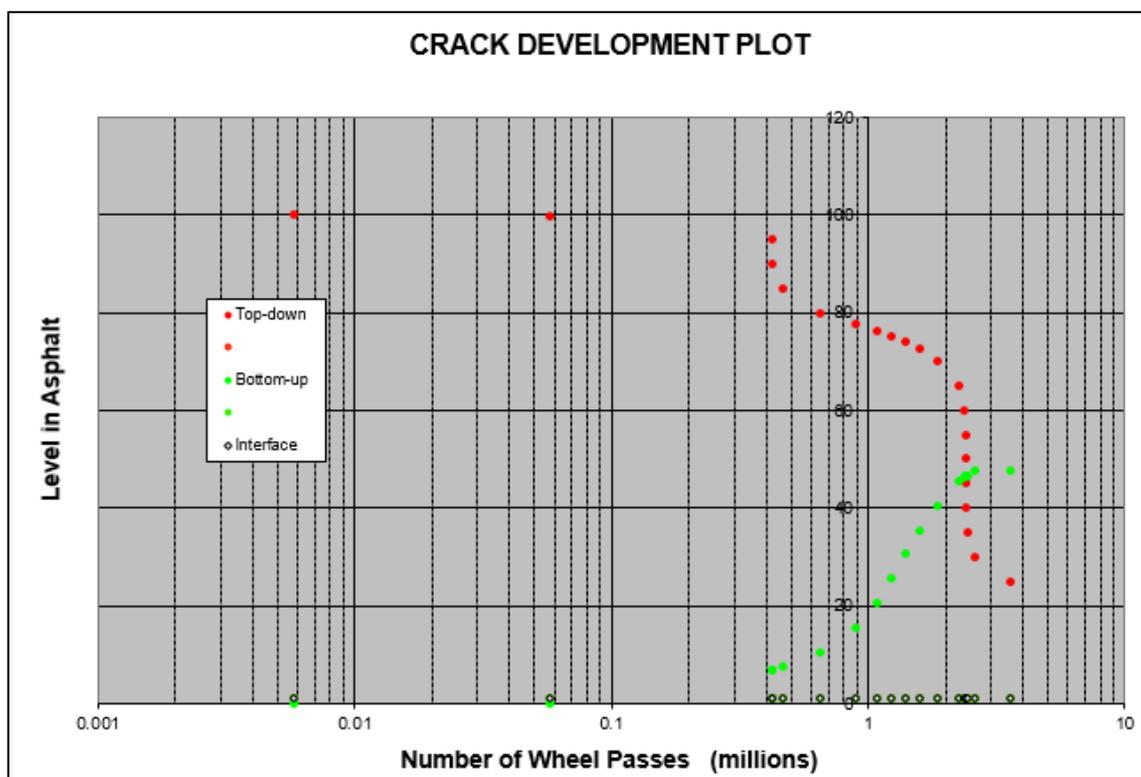


Figura 5.29: foglio life pre intervento “Madagascar”

In questo caso la vita utile è di circa 2.42 milioni di assi equivalenti. . Questo pacchetto ha uno spessore di circa 1200 mm totali.

5.3.4 Caso 2: pavimentazione rinforzata ma con spessore minore

Data Input			
Load (kN)	148	Bound Pavement Thickness (mm)	320
Radius (mm)	617	Bound Pavement Stiffness (MPa)	600
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	100
Axles in 1st year (million)	0.0028	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	80	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	500
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	300
		Subgrade Stiffness (MPa)	120
Grid Depth (mm)	79	<u>Indirect Tensile Fatigue Test Data</u>	
Grid Stiffness (MN/m)	0.33	Strain for failure at N=1	1000
Strand Spacing (mm)	25	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	25	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	2.5		
(= typical strand perimeter / pi)		<u>Surface Hardening Effect</u>	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	1	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	36	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	100	<u>Grid Proximity Effect</u>	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	2
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 5.30: foglio dati input pre intervento “Madagascar”

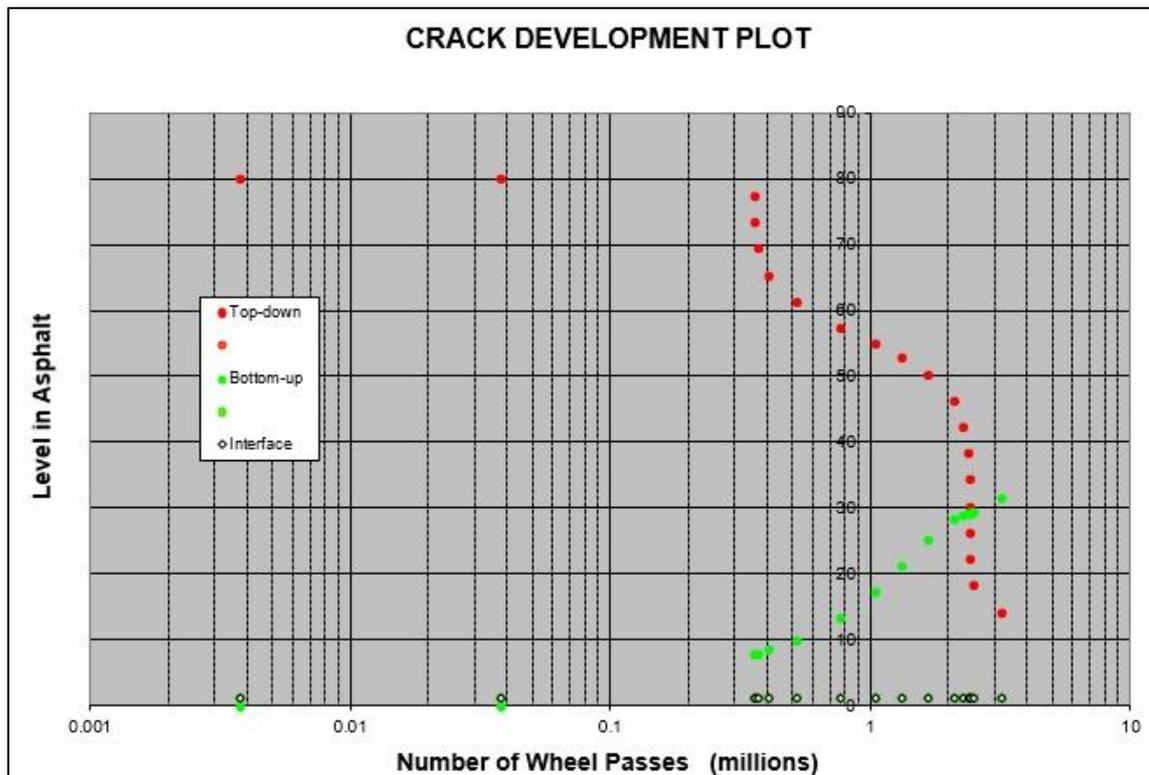


Figura 5.31: foglio life post intervento “Madagascar”

In questo caso la vita utile dell’opera è di circa 2.42 milioni di assi equivalenti mostrando una equivalenza con il caso precedente al netto di tutte le incertezze di calcolo del software e della modellazione in sé e dell’aumento dello spessore di 20 mm dello strato di base per poter modellare l’utilizzo del geotessile tessuto non tessuto con funzione di separazione.

Però il caso secondo presenta una riduzione di 320 mm di spessore sul totale (-27%) con un risparmio del 17% sul costo totale dell'intervento a parità di vita utile .

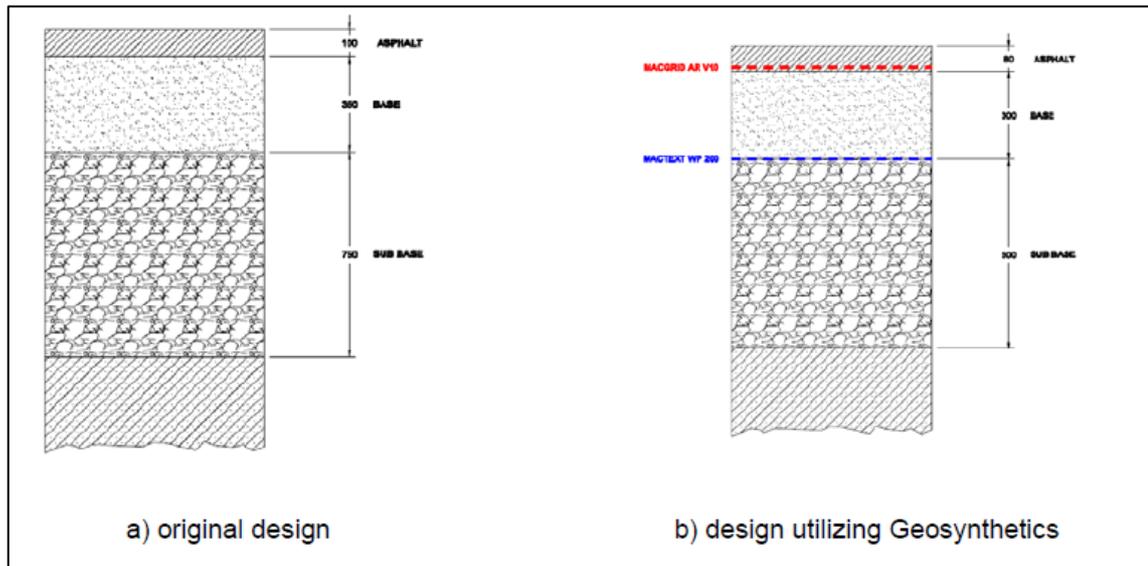


Figura 5.32: Spessori di progetto nei differenti casi.

design	assi alla rottura (milioni)	vita utile (anni)
pavimentazione rinforzata	2.42	171
pavimentazione non rinforzata	2.42	153

Tabella 5.5: vite utili intervento “Madagascar”

5.3.5 Verifica



Figura 5.33: Situazione pre-intervento (2004)



Figura 5.34: Situazione post-intervento (2009)



Figura 5.35: Situazione post- intervento dopo 2 anni (2011)



Figura 5.36: Situazione dell'intervento dopo 7 anni (2016)

Dopo il passaggio di circa 39200 aerei tra decolli e atterraggi (circa 10% della vita utile di progetto) la pavimentazione risulta ancora in buono stato .

5.3.6 Progetto col software faarfield

Per una più completa analisi del progetto si è scelto di calcolare la vita utile della pavimentazione attraverso il software Faarfield della federal aviation administration.

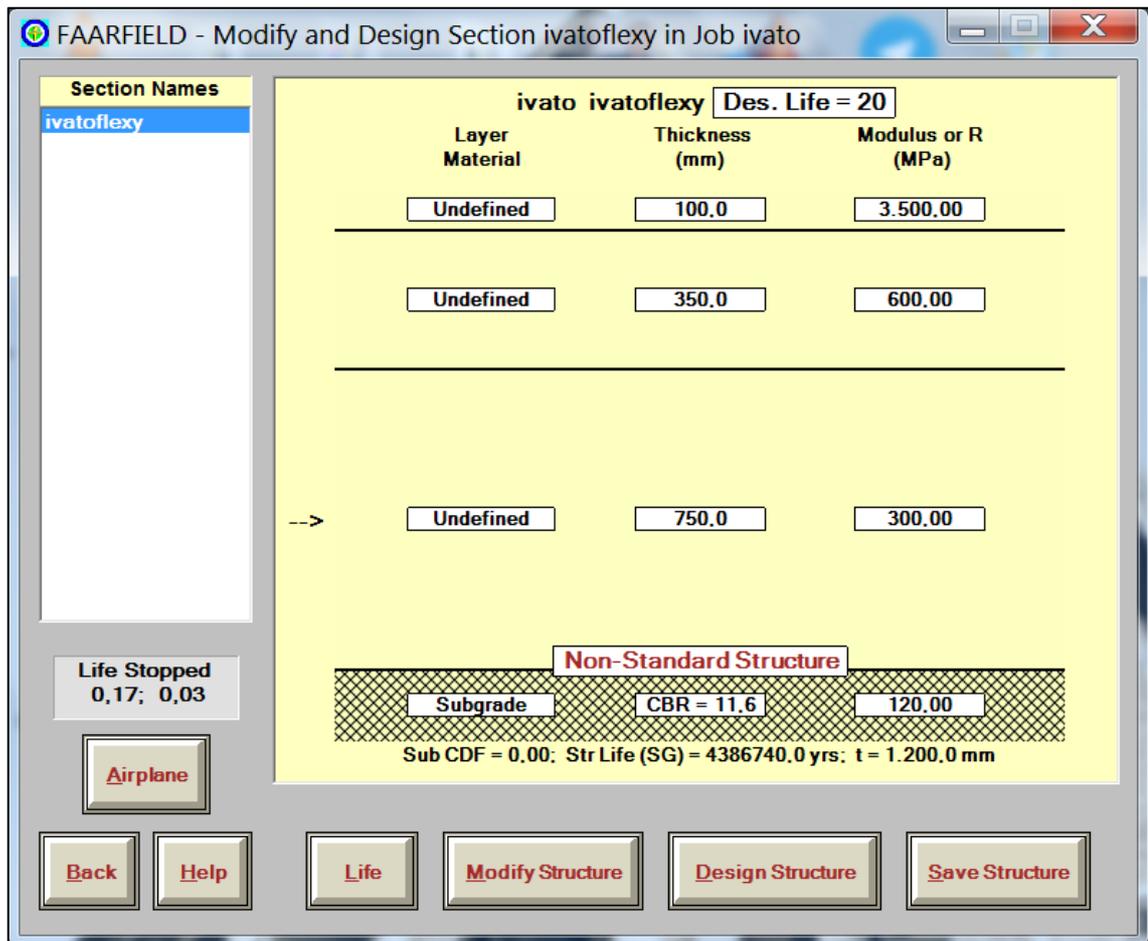


Figura 5.37: configurazione della pavimentazione su software Faarfield

In questa schermata si è creata la struttura della pavimentazione nel caso di pavimentazione non rinforzata poiché il software non prevede l'utilizzo di geosintetici e data l'equivalenza delle due situazioni dimostrata dall'olcrack utilizziamo i parametri del caso 1.

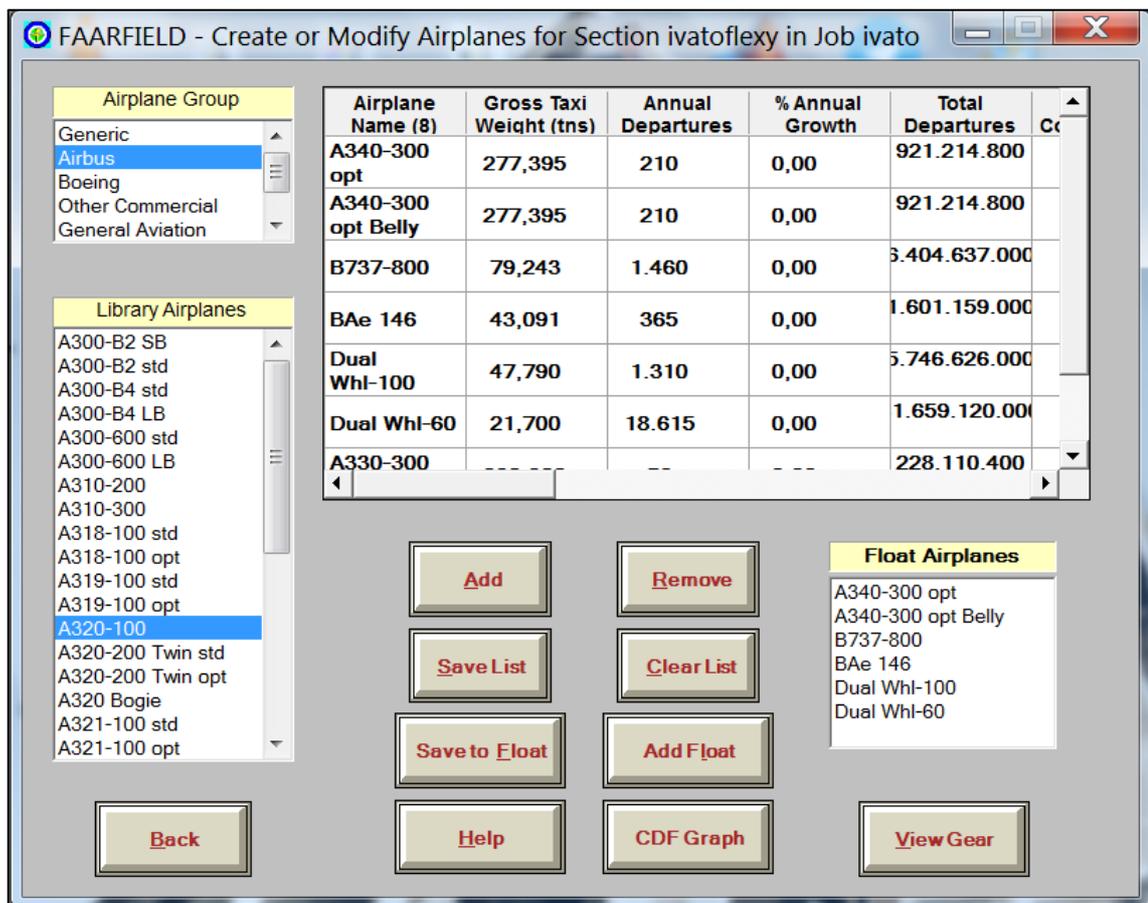


Figura 5.38: libreria del software Faarfield

In questa schermata si è ricostruito lo spettro di traffico attraverso soprattutto la libreria del software con l'aggiunta dei soli aerei atr 72 (dual whl-60) e ambrear 190 (dual whl-100).

Il software ci suggerisce come dato il traffico odierno la pavimentazione resisterebbe oltre i 4 milioni di anni contro i 76 anni dell'olcrack. Questa enorme discrepanza è imputabile all'algoritmo di calcolo del software che presenterà qualche funzione asintotica per i valori inseriti.

CAPITOLO 6

6. Analisi di sensitività del software

Per una più approfondita conoscenza del comportamento del software si è scelto di condurre un'analisi di sensitività nel caso studio della strada perimetrale dell'aeroporto di Malpensa, poiché essendo un software con parametri modellati sulle griglie con fibre di vetro approfondiamo il comportamento con un altro geosintetico (roadmesh).

Per poter effettuare un'analisi di sensitività sui parametri significativi del software si è scelto di prendere in considerazione 4 casi con l'introduzione di valori dei parametri diversi da quelli di progetto per vedere il cambiamento di la vita utile prevista della pavimentazione rispetto al caso dell'assenza del rinforzo (caso 1) e presenza del rinforzo (caso 2) in termini relativi ed assoluti.

6.1 Prova 1: pavimentazione rinforzata con installazione non ottimale

Per questo caso si è scelto di andare ad intervenire sui parametri di adesione bitume roadmesh e sulla rigidità all'interfaccia.

Si è scelto valori tipici appartenenti per esempio alle griglie di fibre di vetro quali 1 MPa di strand/bitumen adhesion e di 10 MPa/mm di interface stiffness .

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mn)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m3)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109		
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Strand Spacing (mm)	85	Strain for failure at N=1	1500
Cross strand spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Specimen diameter (mm)	100
(= typical strand perimeter / pi)			
Strand/bitumen adhesion (MPa)	1	Surface Hardening Effect	
Interface Stiffness (MPa/mm)	10	Penetration loss per year (%)	5
(1000 = perfect bond)		Depth of hardening effect (mm)	30
Grid Strength (kN/m)	40		
Minimum dimensions of structural element of grid:		Grid Proximity Effect	
Breadth (mm)	2.4	Fatigue shift factor at grid	4
Depth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
		Extent of effect below grid	20

Figura 6.1: foglio dati input installazione non ottimale

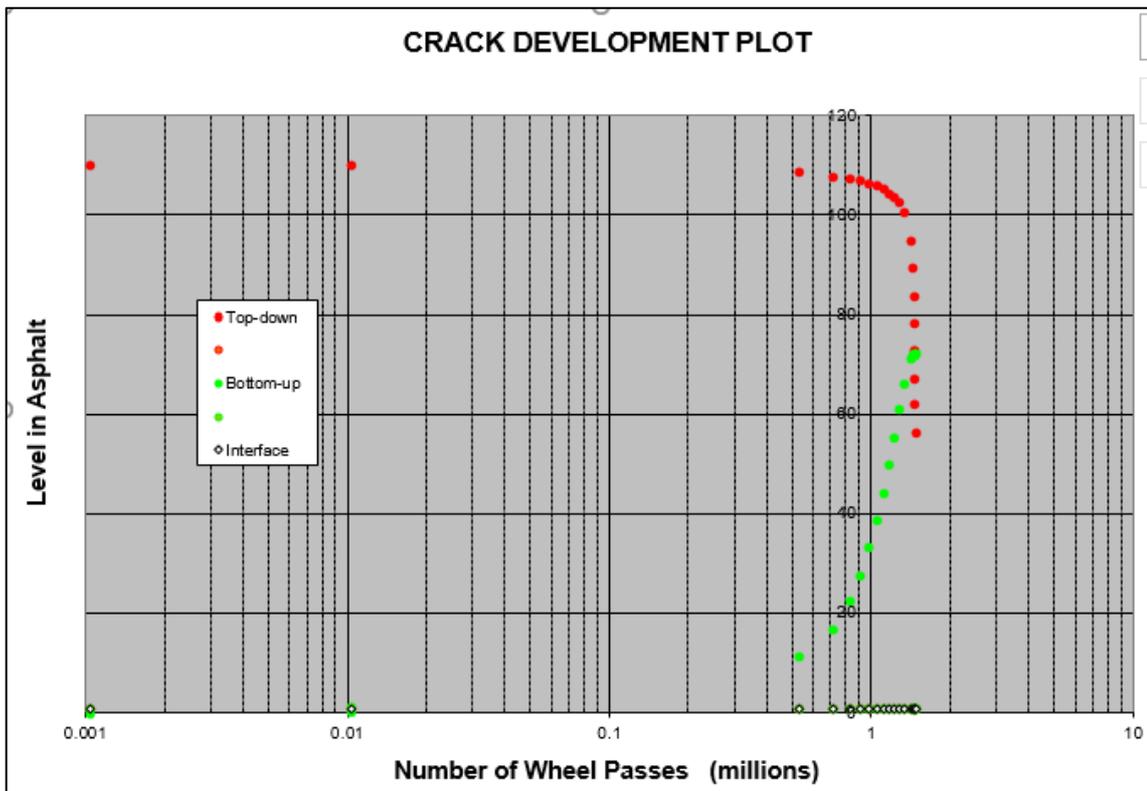


Figura 6.2: foglio life installazione non ottimale

In questo caso la vita utile passa a 1.45 milioni di assi equivalenti. Il programma non è molto sensibile ai parametri di installazione del geosintetico preso in considerazione poiché a fronte di una diminuzione del 90% dei due parametri (di per sé molto irrealistica) vi è stata solo una diminuzione del 20% della vita utile rispetto al caso di pavimentazione rinforzata e un aumento del 365% nel caso di pavimentazione non rinforzata. Questa prova è stata fatta per considerare di problemi di installazione in loco.

6.2 Prova 2: pavimentazione rinforzata con bitume molto più rigido

Qui si è deciso di raddoppiare il valore della rigidità del ricarico del doppio rispetto all'originale calcolato in precedenza. L'incremento di rigidità è realistico considerando un asfalto realizzato con bitume modificato.

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	7000	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Properties			
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	4
Grid Strength (kN/m)	40	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 6.3: foglio dati input bitume più rigido

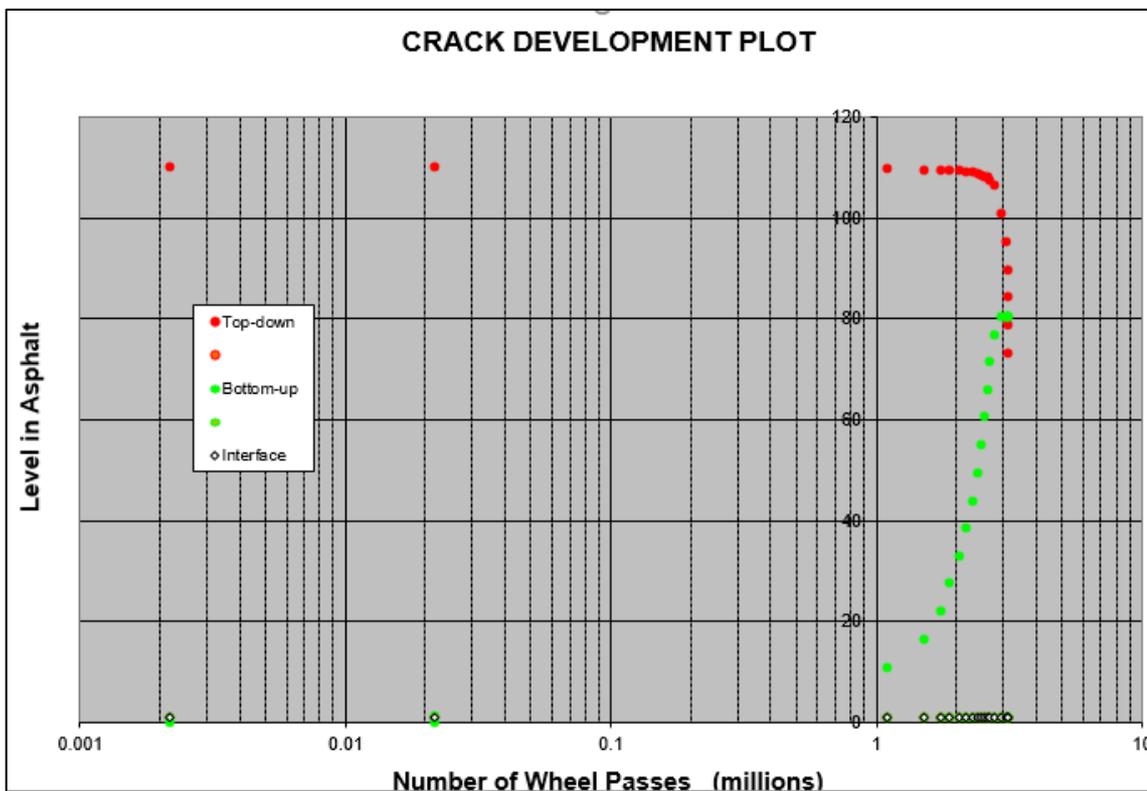


Figura 6.4: foglio life bitume più rigido

Dal software otteniamo un valore di 2.1 milioni di assi equivalenti. Come ci aspettavamo il software è abbastanza sensibile a questo parametro poiché i valori di rigidezza e resistenza del geosintetico sono tabulati mentre quelli del bitume comunque possono essere cambiati in corso d'opera. Vi è stato un aumento vertiginoso della vita utile sia rispetto al caso non rinforzato (775%) che rinforzato (71%)

6.3 Prova 3: pavimentazione rinforzata con propensione all'innesco crepe molto minore

Per agire sulla propensione all'innesco delle fratture siamo andati a raddoppiare il valore di allungamento che porta a rottura dopo solo un ciclo della prova ifft.

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mn)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m3)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109		
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Strand Spacing (mm)	85	Strain for failure at N=1	3000
Cross strand spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Specimen diameter (mm)	100
(= typical strand perimeter / pi)			
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Surface Hardening Effect	
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Penetration loss per year (%)	5
(1000 = perfect bond)		Depth of hardening effect (mm)	30
Grid Strength (kN/m)	40		
Minimum dimensions of structural element of grid:		Grid Proximity Effect	
Breadth (mm)	2.4	Fatigue shift factor at grid	4
Depth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
		Extent of effect below grid	20

Figura 6.5: foglio dati input innesco crepe più veloce

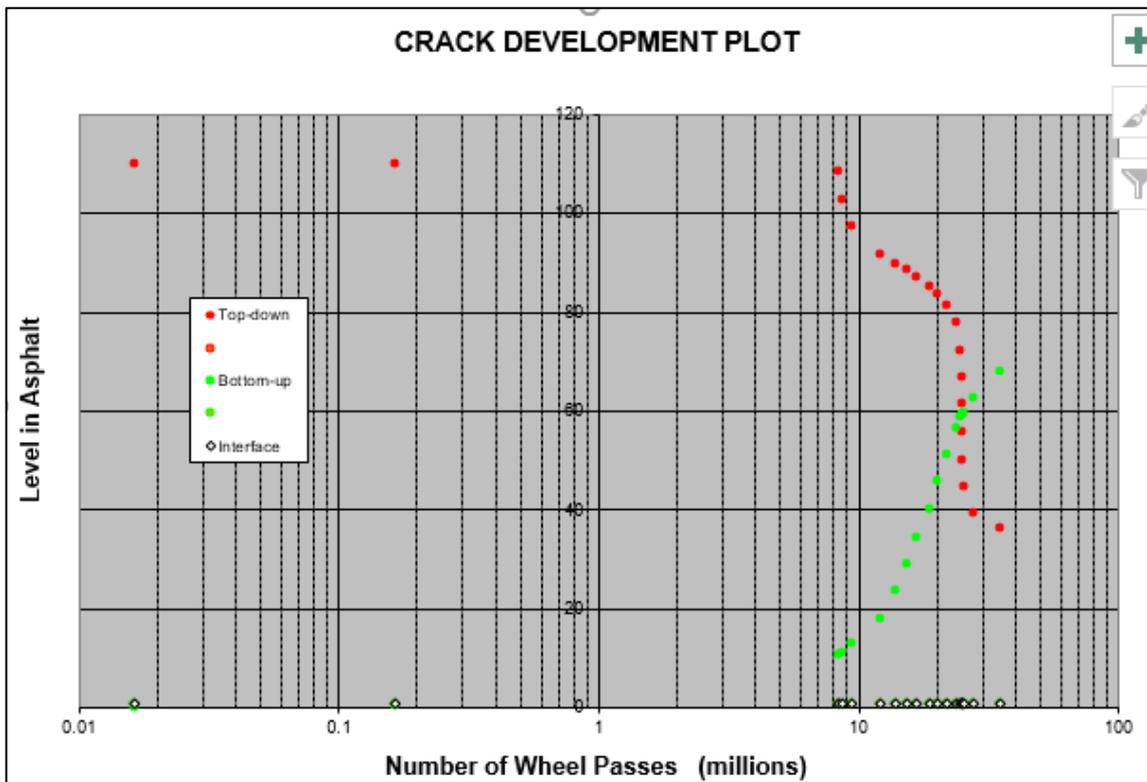


Figura 6.6: foglio life innesco crepe più veloce

Qui si arriva ad una vita utile di 24 milioni di assi equivalenti. Come ci si aspettava il software è sensibilissimo al valore di allungamento per l'innesco delle fratture come ci si aspettava in quanto alcuni parametri dell'Olcraack derivano dalla prova ITFT. L'aumento che abbiamo avuto di vita utile è stato molto maggiore rispetto al caso precedente (6000%) e al caso base di pavimentazione non rinforzata (1333%).

6.4 Prova 4: pavimentazione rinforzata con invecchiamento precoce

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mn)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	800
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m3)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	<u>Indirect Tensile Fatigue Test Data</u>	
Grid Stiffness (MN/m)	22.7	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		<u>Surface Hardening Effect</u>	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	10
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	60
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	40	<u>Grid Proximity Effect</u>	
Minimum dimensions of <u>structural</u> element of grid:		Fatigue shift factor at grid	4
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 6.7: foglio dati input invecchiamento precoce

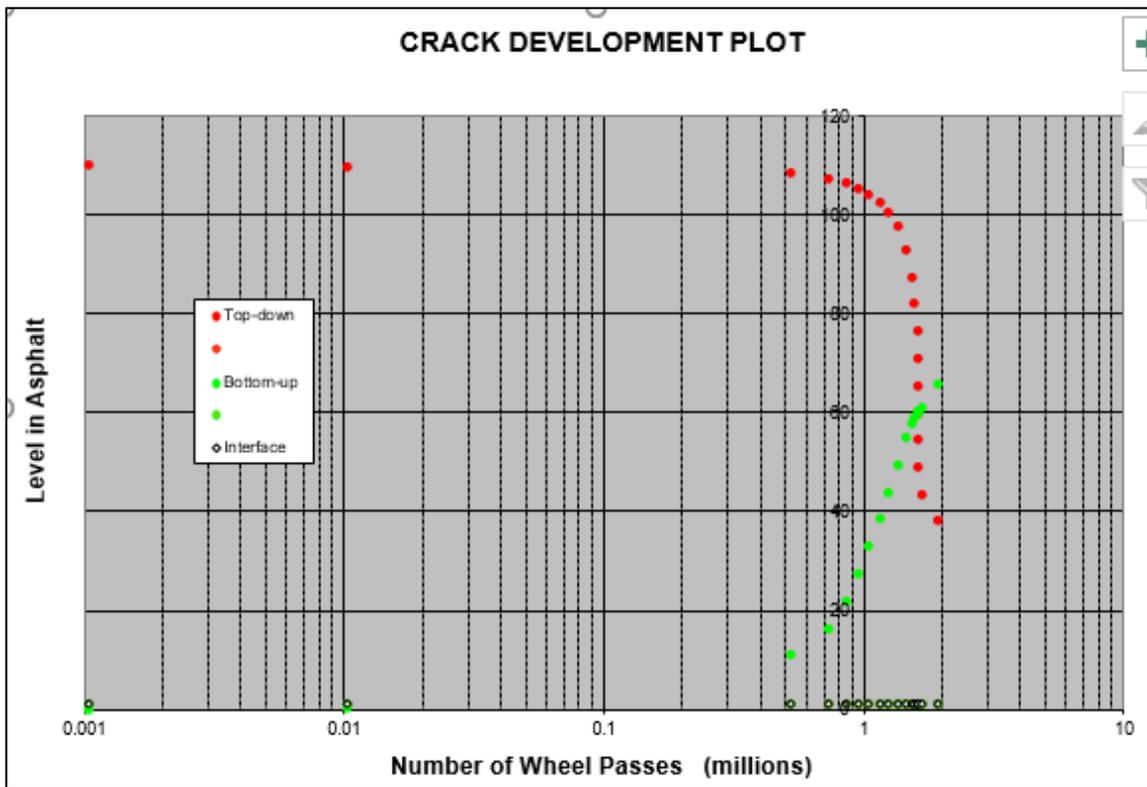


Figura 6.8: foglio life invecchiamento precoce

In questo caso la vita utile è di 1.5 milioni di assi equivalenti ed è un valore che si avvicina al valore visto nel caso 3. Il software non è poi così sensibile ai parametri di hardening poiché si è scelto valori molto elevati (i due valori sono stati raddoppiati) con una risposta contenuta sia rispetto al caso non rinforzato (375%) che al caso rinforzato (-17%).

6.5 Analisi qualitativa di sensitività e riepilogo

parametri	strand/ bitumen adhesion [MPa]	interface stiffness parameter [MPa/mm]	overlay stiffness [MPa]	strain for failure at N=1 [strain]	for penetration loss per year [%]
caso	caso 1	caso 1	caso 2	caso 3	caso 4
progetto	10	100	3500	1500	5
analisi di sensitività	1	10	7000	3000	10

Tabella 6.1: riepilogo dati originali e modificati

caso	axles a rottura (milioni)	anni (anni)	fattore di durata (caso 1)	fattore di durata (caso 2)
non rinforzato	0.4	2.66666667	1	
rinforzato	1.8	12	4.5	1
prova 1	1.45	9.66666667	3.625	0.805555556
prova 2	3.1	20.66666667	7.75	1.722222222
prova 3	24	160	60	13.33333333
prova 4	1.5	10	3.75	0.833333333

Tabella 6.2: fattori di durata di tutti i casi analizzati

caso	axles a rottura (milioni)	anni (anni)	fattore di durata (caso 1)
non rinforzato	0.4	2.66666667	1
rinforzato	1.8	12	4.5
prova 1	1.45	9.66666667	3.625
prova 2	3.1	20.66666667	7.75
prova 3	24	160	60
prova 4	1.5	10	3.75

Tabella 6.3: anni di tutti i casi analizzati

Si è scelto di tabellare tutti i valori di assi equivalenti a rottura, vita utile pavimentazione e il fattore di durata relativo al caso di pavimentazione non rinforzata e rinforzata.

CAPITOLO 7

7. Il software Alize

Il software Alize-LCPC Ruotes è stato realizzato per implementare il metodo meccanico razionale per il calcolo delle sovrastrutture stradali, come sviluppato dalle organizzazioni francesi LCPC e SETRA. Questo metodo costituisce l'approccio normativo per la progettazione delle pavimentazioni per il road network nazionale francese ed, inoltre, è stato utilizzato da numerosi altri enti di progettazione stradale.

La versione integrale di Alize-LCPC include tre moduli principali:

- il modulo di computazione meccanica, basato sulla determinazione della tensione e dello sforzo sulle pavimentazioni causate dal carico di traffico, indicato come “modulo meccanico Alize”.
- il modulo dedicato alla verifica del progetto relativamente al comportamento della pavimentazione a gelo-disgelo, indicato come “modulo Alize gelo-disgelo”.
- il modulo di Back calculation usato per determinare il modulo elastico dei materiali stradali tramite la misura del bacino di deflessione, indicato come “modulo Alize Back calculation”.

7.1 Descrizione del software

La struttura generale del programma Alize-LCPC ha lo scopo di facilitare, per quanto possibile, l'implementazione del metodo di calcolo razionale delle sovrastrutture stradali. Questo obiettivo è portato a termine dai tre moduli da cui è composto il programma stesso. Si descrivono di seguito i moduli implementati.

7.1.1 Modulo meccanico Alize

Il modulo meccanico prevede:

- definizione della sovrastruttura stradale: spessore, parametri elastici dei vari strati e condizioni di interfaccia tra i vari strati;

- definizione del carico applicato alla superficie (carico di riferimento o altre tipologie di carico, definite “caricamenti speciali”);
- determinazione dello sforzo e della tensione ammissibili, per i vari materiali, secondo le loro leggi di rottura e secondo le condizioni di traffico;
- calcolo della tensione e dello sforzo causate sulle pavimentazioni dal carico di traffico;
- rappresentazione grafica dei risultati della computazione meccanica;
- assistenza e supporto per una scelta pratica sia delle ipotesi sia dei valori numerici dei vari parametri necessari per la computazione meccanica, secondo le specificazioni della guida tecnica LCPC-SETRA e/o del nuovo catalogo delle pavimentazioni;
- gestione di una libreria (la libreria meccanica) che include sia i materiali tradizionali, le cui proprietà sono definite dai documenti LCPC-SETRA di cui sopra, sia i materiali personalizzati e definiti dall’utente.

7.1.2 Modulo Alize-Back calculation

Il modulo di back calculation prevede:

- definizione della sovrastruttura stradale: spessore, parametri elastici dei vari strati e condizioni di interfaccia tra i vari strati;
- definizione del carico applicato alla superficie: singolo-circolare-uniforme, (come quello applicato da fwd) oppure a due ruote;
- inserimento del bacino di deflessione misurato (tramite fwd o altri dispositivi deflettometrici);
- back calculation dei moduli elastici incogniti, tenendo conto dell’interdipendenza tra gli strati, se specificato;
- rappresentazione grafica dei risultati della computazione meccanica.

7.1.3 Struttura del software

All'avvio del software Alize-LCPC, devono essere definite le opzioni di configurazione del programma utilizzando il comando “customize” nella barra principale del menù. Le varie scelte di configurazione possono essere modificate dall'utente anche in seguito, utilizzando sempre lo stesso tasto.

Nella Versione 1.3 rilasciata, la configurazione è limitata ai seguenti elementi:

- Scelta della lingua;

- Definizione del carico di riferimento per la computazione meccanica;

- Scelta di opzioni personali per il modulo meccanico Alize:
 - Valore del coefficiente di Poisson predefinito;

 - Condizioni d'interfaccia predefinite;

 - Layout di stampa nel caso in cui il calcolo includesse varianti, ed il layout di stampa per i valori che possono essere stampati.

 - Il valore predefinito per la temperatura equivalente dei materiali bituminosi.

Le altre impostazioni di configurazione sono rappresentate di seguito:

- Unità di misura: metri (m), Mega-Newton (MN) e tutte le unità associate a queste. Si evidenzia inoltre che sia il modulo di Young sia i valori di pressione sono espressi in MPa. Inoltre, il modulo gelo-disgelo utilizza le seguenti unità: kilogrammi (kg), Watt (W), gradi Celsius (°C) e unità associate.

Convenzione dei segni:

- i. Tutte le dilatazioni e le sollecitazioni di trazione e di sforzo sono considerate negative (risultati del calcolo meccanico);
- ii. Le deflessioni sono considerate positive (nella direzione della forza di gravità);
- iii. I valori accettabili sono espressi da numeri positivi.

7.1.4 I file generati dal software

I dati necessari per il calcolo sono salvati in file dati tramite il comando “File” della barra del menu principale. Il comando “File” gestisce i seguenti file dati ed i relativi formati:

- h) Dati delle sovrastrutture stradali necessari per il calcolo meccanico: estensioni .dat;
- i) Dati di carichi speciali per il carico meccanico: estensioni .chg;
- j) Dati che si riferiscono alle sovrastrutture stradali per la computazione gelo disgelo: estensioni .dag;
- k) Dati relativi al carico del bacino di deflessione delle sovrastrutture stradali per la backcalculation: estensioni .mwd.

I risultati della computazione possono essere salvati, se richiesto, come file output Ascii, come in seguito:

File di valori ammissibili di calcolo: estensioni .adm;

Risultati della computazione meccanica: estensioni .res;

Risultati della computazione gelo-disgelo: estensioni .res;

Risultati della Back calculation: estensioni –retro.res.

7.1.5 Preparazione dei dati

7.1.5.1 Criterio di progettazione delle pavimentazioni stradali

La progettazione delle pavimentazioni stradali, in accordo con il metodo di progetto razionale, si basa, come già detto nel capitolo precedente, su una rappresentazione della struttura come un elemento multistrato, che possiede un comportamento isotropo

elastico-lineare. I vari strati di materiale che costituiscono la sovrastruttura possiedono spessore costante ed espansione orizzontale nel piano XY infinita.

Lo sviluppo in verticale nella direzione ZZ dello strato inferiore della fondazione multistrato, cioè il sottofondo, è assunto come illimitato.

Per il calcolo è necessario inserire come dati input i seguenti parametri per ogni strato:

- Spessore H;
- Modulo di Young E del materiale;
- Coefficiente di Poisson ν del materiale;
- Condizioni di interfaccia agli estremi superiore ed inferiore dello strato, all'interno degli strati adiacenti.

Sono disponibili tre diverse condizioni d'interfaccia per caratterizzare come funziona la zona limite tra due strati adiacenti: legata, non legata e semi-legata. La condizione d'interfaccia semi-legata è specificata nella Guida Tecnica francese per il progetto delle pavimentazioni LCPC-SETRA, al fine di determinare il contatto tra alcune tipologie di materiali.

Nel caso d'interfaccia semi-legata, sono eseguite automaticamente due computazioni successive, la prima che considera l'interfaccia legata e la seconda che considera l'interfaccia slegata: la condizione d'interfaccia semi-legata è indicativa del valore medio delle tensioni e delle deformazioni ottenute come risultato delle due precedenti computazioni.

La definizione di una nuova pavimentazione può essere iniziata attivando il comando “File/New/Structure”: nella finestra principale viene dunque visualizzata una struttura di base composta da 3 strati. In base alla pavimentazione da progettare, il modello di base può essere modificato e, all’interno delle celle opportune, devono essere inseriti i valori riguardanti la pavimentazione stessa, al fine di definirne le caratteristiche meccaniche.

7.1.5.2 Definizione del carico di riferimento

Nella maggioranza delle applicazioni di progetto di sovrastrutture stradali, è presente un carico di riferimento predefinito: la sovrastruttura stradale sarà caricata, per le progettazioni più comuni, con un carico che di solito resta invariato e isolato dal contesto di progetto dato. Il carico di riferimento è definito nel programma Alize-LCPC utilizzando il comando “Configure/Reference load” della barra del menu principale.

Il carico di riferimento così definito sarà registrato dal software per gli utilizzi futuri, finché non verrà eventualmente sostituito definendo un nuovo carico di riferimento.

7.1.6 La fase di computazione meccanica

Prima di iniziare la computazione meccanica, si devono specificare sia le caratteristiche strutturali delle pavimentazioni sia il carico applicato, valori per i quali sarà eseguito il calcolo. Queste due serie di dati sono gestite dall’applicazione in maniera indipendente: si possono salvare i due file specifici distintamente, visualizzare le due finestre separatamente, e si possono eseguire i calcoli per ogni associazione di sovrastruttura e di carico.

Sono possibili due tipologie di computazione:

- **Computazione standard:** i risultati di questa tipologia di computazione sono calcolati su punti collocati nei profili verticali di calcolo, definiti tramite il carico. In ogni profilo verticale, il calcolo è effettuato a due punti di ogni livello. I risultati saranno rappresentati sotto forma di tabelle di valori di tensione calcolati per ognuno dei punti di calcolo.
- **Computazione “grid-seca”:** in questo caso, i profili verticali di calcolo sono definiti tramite una griglia di valori. La serie di punti di calcolo è utilizzata, quindi, per generare, a ogni livello di calcolo, uno sciame di punti i cui intervalli e campo sono decisi dall’utente. Questo secondo metodo di calcolo permette una visuale più completa delle operazioni globali della

sovrastuttura stradale per un carico dato. È anche utile nelle applicazioni che studiano il comportamento delle pavimentazioni sottoposte a carichi complessi. I dati supplementari necessari per far partire la computazione sono i seguenti:

- ❖ parametrizzazione della griglia: in una computazione grid-seca, i punti sono disposti all'interno del piano X o Y suddiviso a sua volta in griglie. Il programma propone automaticamente un calcolo della griglia sulla base della geometria di caricamento.
- ❖ criteri di calcolo: al fine di limitare sia il tempo di computazione sia il numero dei risultati, si consiglia di ridurre il numero dei parametri che devono essere computati, specificandoli. Questi potrebbero variare in base sia al materiale dello strato sia al punto di calcolo tra ogni strato. Al fine di semplificare la definizione di questi parametri, sono proposte 6 opzioni, ognuna contenente una lista prestabilita di parametri da calcolare. La selezione è quindi portata avanti passo dopo passo da un successivo numero di click nella casella corrispondente al livello da calcolare scelto.

I risultati della computazione meccanica

7.1.7 I risultati

I risultati della computazione svolta secondo il metodo tradizionale sono presentati nella schermata “Mechanical computation results”: è possibile sia stampare tutti o una parte dei risultati sia salvarli in un file.

La finestra dei risultati rappresenta una revisione della struttura che funge da oggetto della computazione; il carico identificativo utilizzato per la computazione è anch'esso richiamato all'interno. La finestra è composta da un totale di otto tabelle che presentano i seguenti risultati:

- tabella 1: Tensioni e Deformazioni dei punti calcolati. Per ogni livello di calcolo, sono rappresentati il valore della deformazione minima (EpsT) ed il più piccolo valore di tensione (SigmaT) nel piano orizzontale XoY, insieme ai massimi valori di tensione (SigmaZ) e deformazione (EpsZ) in direzione ZZ. Nelle applicazioni di progettazione più comuni, questa tabella serve per sintetizzare la serie di risultati utilizzati per progettare direttamente la sovrastuttura;

- tabella 2: Tensioni e Deformazioni dei punti calcolati. Localizzazione ed orientamento del valore minimo ϵ_{sT} e σ_{sT} nel piano XoY, come quella del massimo valore ϵ_{sZ} e σ_{sZ} in direzione ZZ. La notazione utilizzata è la seguente:
 - o R=asse della ruota;
 - o J=asse gemellato;
 - o m=direzione XX o YY non orientate (tensione di rotazione);
- Tabella 3: Deformazioni in direzione XX, YY, ZZ, per ogni livello di calcolo e per il profilo verticale di computazione selezionato.
- Tabella 4: Tensioni in direzione XX, YY, ZZ, per ogni livello di calcolo e per il profilo verticale di computazione selezionato.
- Tabella 5: Deformazioni di taglio in direzione XY, YZ, ZX, per ogni livello di calcolo e per il profilo verticale di computazione selezionato.
- Tabella 6: Tensioni di taglio in direzione XY, YZ, ZX, per ogni livello di calcolo e per il profilo verticale di computazione selezionato.
- Tabella 7: primo valore minore e maggiore di deformazione nel piano XoY, e angolo di rotazione con asse XX. Valori calcolati per ogni livello di computazione e al profilo verticale di calcolo selezionato.
- Tabella 8: primo valore minore e maggiore di tensione nel piano XoY, e angolo di rotazione con asse XX. Valori calcolati per ogni livello di computazione e al profilo verticale di calcolo selezionato.

Nella finestra dei risultati sono rappresentati anche i valori di deflessione calcolati sullo strato di usura nei punti di calcolo. È possibile selezionare il profilo che deve essere messo in mostra.

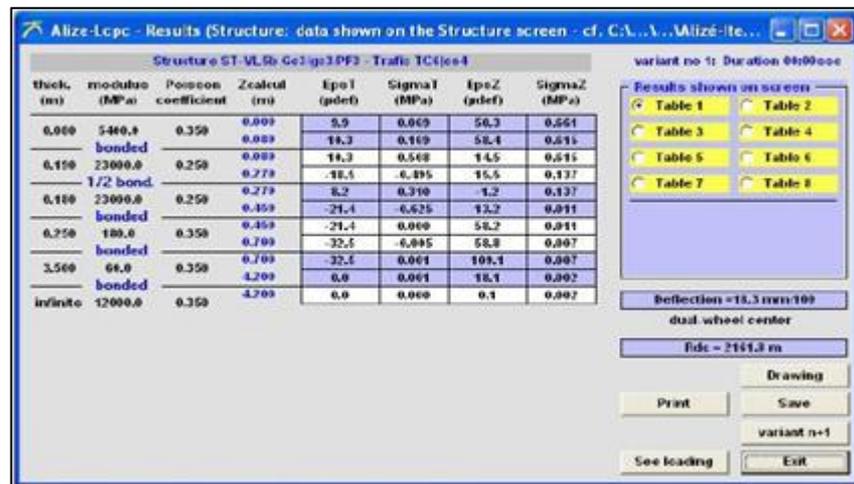


Figura 7.1: tabella con i risultati della computazione

Casi reali

7.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell'intervento sulla strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa con il software Alize.

7.2.1 Situazione pre-intervento

	Thickness [mm]	Poissons ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	110	0.35	3500
Base	350		800
Sub Base	400		500
Subgrade			200

Figura 7.2: struttura strada perimetrale

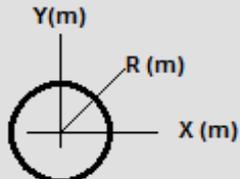
Per poter modellizzare la struttura della pavimentazione col software Alize si deve aggiungere uno strato alla fondazione tra quelli standard (3) che da Alize ed in seguito lo spessore, il modulo di rigidità e il coefficiente di Poisson. Inoltre trattandosi di pavimentazione flessibile si è scelto di considerare gli strati legati tra di loro (bonded) tranne la fondazione.

Basis structure				
	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,11	3500	0,35	other
bonded	0,35	800	0,35	other
unbond.	0,4	500	0,35	other
	infinite	200	0,35	other

Figura 7.3: struttura strada perimetrale con Alize

Una volta ricreata la pavimentazione si è scelto di definire il carico. Il programma Alize considerare di default un carico predefinito 65 Kn (carico francese standard), quindi si è scelto il carico su singola ruota con le informazioni di progetto in nostro possesso sul veicolo equivalente (Cobus 3000).

Reference load : single wheel



option 1 : French standard dual-wheel

option 2 : Not standard dual-wheel

option 3 : single wheel

option 3 : No reference load

Characteristics

radius (m) =

pressure (MPa) =

weight (MN) =

Computation points

points (x=0 y=0 z=interfaces)

other points, to be defined

Figura 7.4: definizione carico su singola ruota

Dovendo scegliere due parametri tra il raggio di influenza, la pressione e il peso si è scelti gli ultimi due con il raggio d'influenza ricavato direttamente dal software.

Una volta compilati tutti questi campi si è potuto calcolare tutti i parametri meccanici della nostra pavimentazione.

Le verifiche da farsi sulla pavimentazione flessibile in questione sono 3:

La prima verifica va fatta per gli strati di usura e deriva dalla Jeuffroy theory:

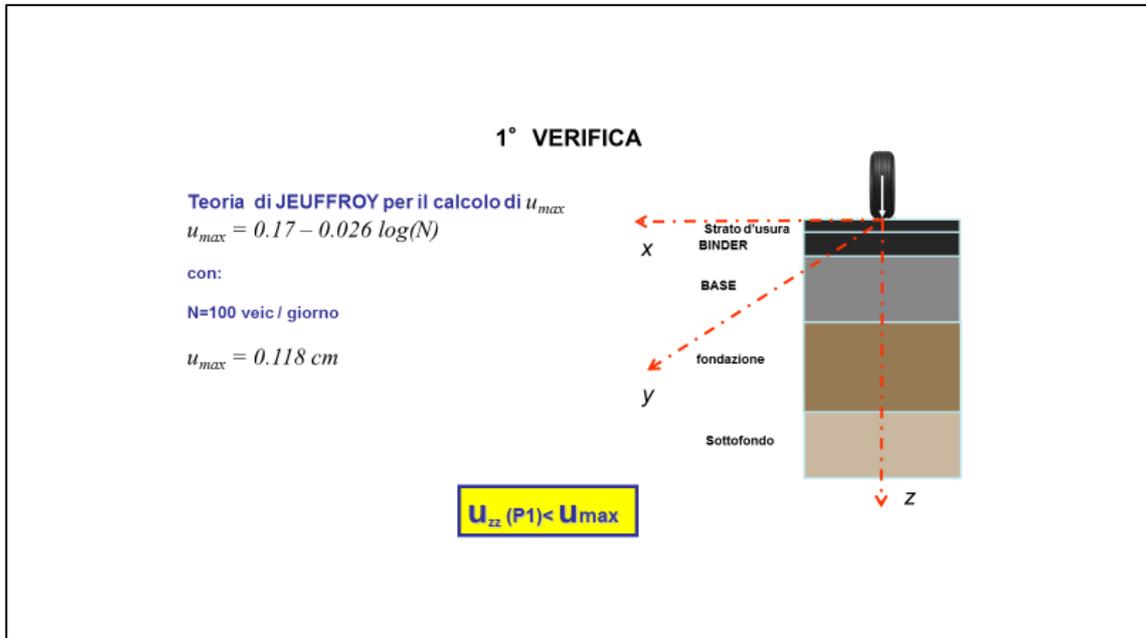


Figura 7.5: 1° verifica

La seconda verifica è quella a fatica e si effettua sulle deformazioni (strain)

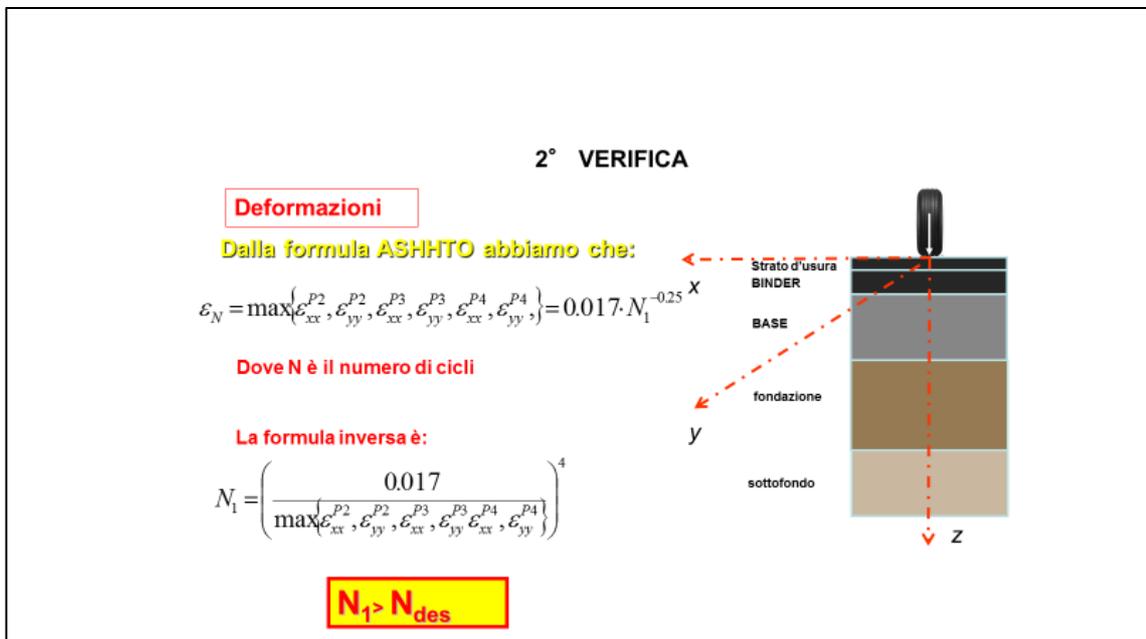


Figura 7.6: 2° verifica

Dovendo verificare che $N_1 > N_{des}$

La terza verifica è quella a rottura.

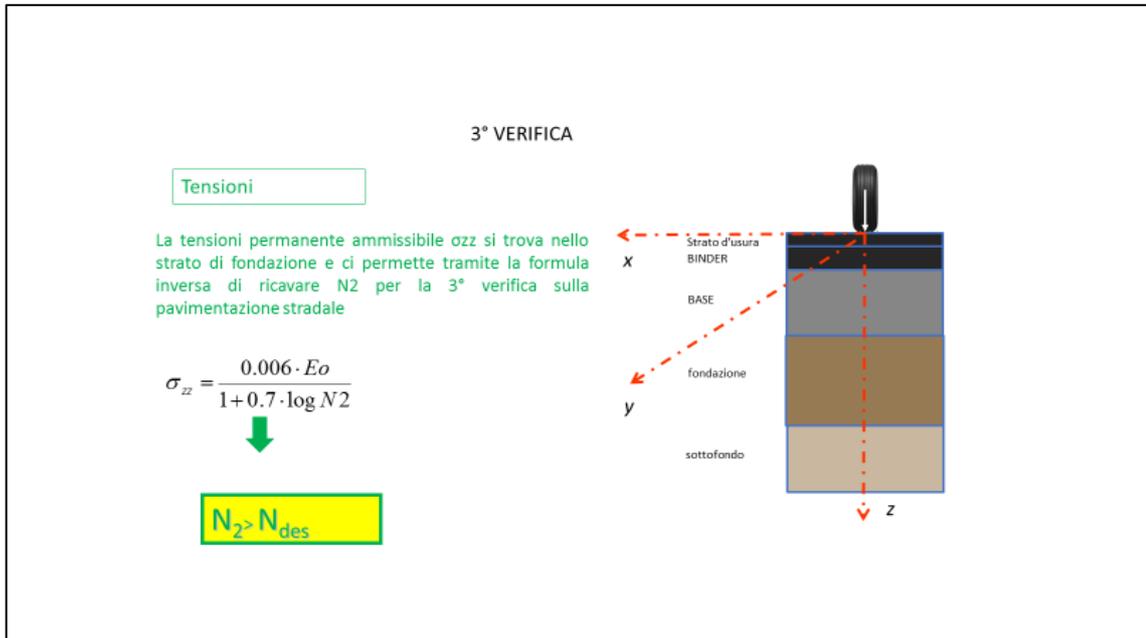


Figura 7.7: 3° verifica

Anche con questa verifica bisogna vedere se il numero dei cicli dati dalla formula inversa siano maggiori di quelli di progetto.

Ora per poter verificare queste tre prove servono tutti questi parametri riportati nell'immagine sottostante.

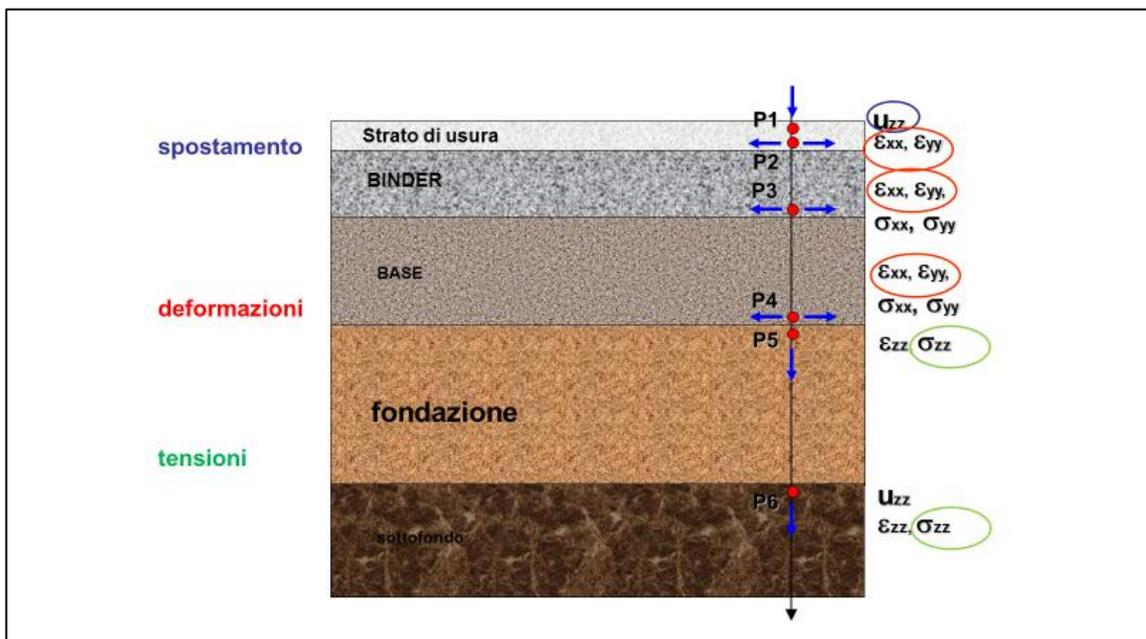


Figura 7.8: posizione dei dati significati

I dati significativi della nostra pavimentazione sono riportati in tabella:

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (µdef)	EpsY (µdef)	EpsZ (µdef)
0,110	3500,0 bonded	0,350	0,000	149,8	149,8	-45,6
			0,110	-125,9	-125,9	206,0
0,350	800,0 bonded	0,350	0,110	-125,9	-125,9	444,0
			0,460	-62,4	-62,4	116,8
0,400	500,0 unbond.	0,350	0,460	-62,4	-62,4	146,5
			0,860	-61,1	-61,1	87,3
infinite	200,0	0,350	0,860	17,5	17,5	35,0

Figura 7.9: deformazioni lungo l'asse x,y,z

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	SigmaX (MPa)	SigmaY (MPa)	SigmaZ (MPa)
0,110	3500,0 bonded	0,350	0,000	1,157	1,157	0,650
			0,110	-0,464	-0,464	0,396
0,350	800,0 bonded	0,350	0,110	0,058	0,058	0,396
			0,460	-0,043	-0,043	0,064
0,400	500,0 unbond.	0,350	0,460	-0,014	-0,014	0,064
			0,860	-0,038	-0,038	0,017
infinite	200,0	0,350	0,860	0,015	0,015	0,017

Figura 7.10: tensioni lungo l'asse x,y,z

Deflection =40,8 mm/100
Wheel axis

Figura 7.11: deflessione della pavimentazione

Colonna1	Uzz(mm)	εxx(microde	εyy	Σz(Mpa
overlay	0.408	149.8	149.8	0.65
	0.408	-125.9	-125.9	0.396
base	0.408	-125.9	-125.9	0.396
	0.408	-62.4	-62.4	0.064
sub base	0.408	-61.1	-61.1	0.064
	0.408	17.5	17.5	0.017
subgrade	0.408			0.017

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.408\text{mm}$ e $U_{max}=6.02\text{ mm}$. quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx}^{p2} = \varepsilon_{yy}^{p2} = 0.0001259\text{ mm}$

Da cui $N1=332424301$

Ed essendo $N_{des}=1500000$ per 10 anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N2=10^{99.41}$ sicuramente verificato.

7.2.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldata a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro di $N1$ dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack. Poiché con l'installazione del materiale di rinforzo la nostra pavimentazione ha subito un aumento di vita utile di 3,9 allora avremo che :

$$N_1^* = 3.9 * N_1 = 1296454774$$

Dalla formula inversa si ricava che $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000905$

Per iterazione ora si deve trovare una configurazione tale per cui avremo questa deformazione massima o lungo l'asse x o lungo l'asse y con questo valore qui andando ad agire sul modulo di resistenza di ogni singolo strato.

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (µdef)	EpsY (µdef)	EpsZ (µdef)
0,110	4430,0	0,350	0,000	113,1	113,1	-30,3
			0,110	-90,1	-90,1	154,1
0,350	1130,0	0,350	0,110	-90,1	-90,1	320,8
			0,460	-52,9	-52,9	89,1
0,400	500,0	0,350	0,460	-52,9	-52,9	129,6
			0,860	-32,6	-32,6	54,3
infinite	200,0	0,350	0,860	-32,6	-32,6	83,2

Figura 7.12: deformazioni lungo l'asse x,y,z della nuova struttura

Per la presenza del materiale di rinforzo si è scelto una struttura della pavimentazione avente uno strato d'usura con modulo di resistenza di 4430 MPa e uno strato di binder di 1130 MPa mentre i restanti strati sono rimasti uguali rispetto alla soluzione precedente.

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	1130
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4430	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	1
Grid Strength (kNm)	40	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 7.13: dati input nuova struttura con Olcrack

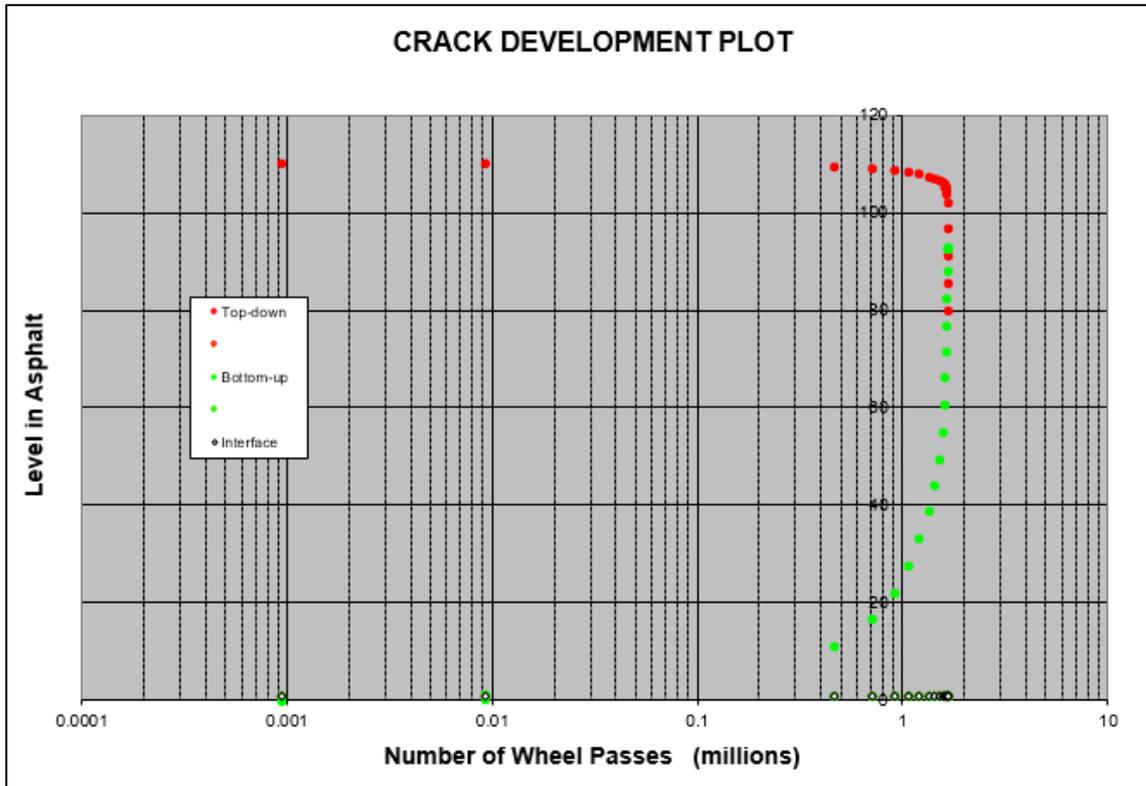


Figura 7.14: propagazione fratture Bottom UP e top Down della nuova struttura

Il software Olcrack ci restituisce una vita utile riferita alla nuova configurazione di 1.65 milioni assi sottostimando 0.23 milioni di assi rispetto alla configurazione con la presenza del materiale di rinforzo(-12.2%).

7.2.3 Modellazione della struttura con la presenza del materiale di rinforzo

Per modellare la struttura del conglomerato bituminoso in maniera tale da considerare gli effetti dell'installazione della rete d'acciaio si è scelto di inserire uno strato fittizio avente spessore di 5 mm e posizionato dove effettivamente è stato posizionato durante l'intervento (tra lo strato di usura quello di binder). Per poter ricavare il valore del modulo di rigidezza si è andato per tentativi sapendo che avremmo dovuto avere un valore di $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000905$. Si è scelto allora un valore del modulo di rigidezza per lo strato fittizio di ben 20000 MPa con un $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000916$.

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,105	3500	0,35	other
bonded	0,005	20000	0,35	other
bonded	0,35	800	0,35	other
unbond.	0,4	500	0,35	other
	infinite	200	0,35	other

Figura 7.15: inserimento strato fittizio

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (µdef)	EpsY (µdef)	EpsZ (µdef)
0,105	3500,0 bonded	0,350	0,000	144,7	144,7	-40,3
			0,105	-77,2	-77,2	150,9
0,005	20000,0 bonded	0,350	0,105	-77,2	-77,2	95,0
			0,110	-91,6	-91,6	110,2
0,350	800,0 bonded	0,350	0,110	-91,6	-91,6	386,1
			0,460	-62,1	-62,1	116,4
0,400	500,0 unbond.	0,350	0,460	-62,1	-62,1	146,1
			0,860	-61,2	-61,2	87,4
infinite	200,0	0,350	0,860	17,5	17,5	35,0

Figura 7.16: deformazioni lungo gli assi x,y,z dopo l’inserimento dello strato fittizio

7.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell’intervento sulla strada provinciale A4144 abingdon road con il software Alize.

	Thickness [mm]	Poisson's ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	200	0.35	4000
Base	150		2500
Sub Base	200		150
Subgrade			110

Figura 7.17: struttura strada Oxford

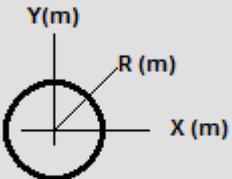
7.3.1 Situazione pre-intervento

Innanzitutto per procedere al calcolo dei parametri meccanici della pavimentazione si ricostruisce la pavimentazione strato per strato ed inoltre si definisce il carico su singola ruota con i dati di progetto.

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,2	4000	0,35	other
bonded	0,15	2500	0,35	other
unbond.	0,2	150	0,35	other
	infinite	110	0,35	other

Figura 7.18: definizione struttura con Alize

Reference load : single wheel



Characteristics

radius (m) = 0,1500

pressure (MPa) = 0,5660

weight (MN) = 0,04000

Figura 7.19: definizione carico su ruota singola

Una volta inseriti i dati richiesti dal software si procede al calcolo dei parametri atti alle verifiche che andremo ad affrontare.

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (μdef)	EpsY (μdef)	EpsZ (μdef)
0,200	4000,0	0,350	0,000	78,8	78,8	3,3
			0,200	-42,8	-42,8	73,6
0,150	2500,0	0,350	0,200	-42,8	-42,8	90,1
			0,350	-81,6	-81,6	93,9
0,200	150,0	0,350	0,350	-81,6	-81,6	187,0
			0,550	-96,3	-96,3	167,2
infinite	110,0	0,350	0,550	28,2	28,2	56,3

Figura 7.20: deformazioni lungo gli assi x,y,z

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	SigmaX (MPa)	SigmaY (MPa)	SigmaZ (MPa)
0,200	4000,0	0,350	0,000	0,790	0,790	0,566
			0,200	-0,168	-0,168	0,177
0,150	2500,0	0,350	0,200	-0,070	-0,070	0,177
			0,350	-0,301	-0,301	0,024
0,200	150,0	0,350	0,350	-0,006	-0,006	0,024
			0,550	-0,014	-0,014	0,015
infinite	110,0	0,350	0,550	0,013	0,013	0,015

Figura 7.21: tensioni lungo gli assi x,y,z

Deflection =24,5 mm/100

Wheel axis

Parametri salienti per le verifiche:

Colonna1	Uzz(mm)	εxx(microdef)	εyy	Σz(Mpa)
overlay	0.245	78.8	78.8	0.566
	0.245	-42.8	-42.8	0.177
base	0.245	-42.8	-42.8	0.177
	0.245	-81.6	-81.6	0.024
sub base	0.245	-81.6	-81.6	0.024
	0.245	-96.3	-96.3	0.015
subgrade	0.245	28.2	28.2	0.015

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.245\text{mm}$ e $U_{max}=1.168\text{mm}$. quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx}^{p2} = \varepsilon_{yy}^{p2} = 0.0000963 \text{ mm}$

Da cui $N1=971159442$

Ed essendo $N_{des}=10000000$ per 10 anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N2=10^{61.42}$ sicuramente verificato.

7.3.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldada a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro di N1 dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack. Poiché con l'installazione del materiale di rinforzo la nostra pavimentazione ha subito un aumento di vita utile di 1.85 allora avremo che :

$$N_1^* = 1.85 * N_1 = 1796644968$$

Dalla formula inversa si ricava che $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000825$

Per iterazione ora si deve trovare una configurazione tale per cui avremo questa deformazione massima o lungo l'asse x o lungo l'asse y con questo valore qui andando ad agire sul modulo di resistenza di ogni singolo strato.

La configurazione prescelta per avere la stessa vita utile dovuta all'installazione del materiale di rinforzo è riportata in figura 22:

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,2	4000	0,35	other
bonded	0,15	2500	0,35	other
unbond.	0,2	250	0,35	other
	infinite	160	0,35	other

Figura 7.22: definizione nuova struttura

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (μdef)	EpsY (μdef)	EpsZ (μdef)
0,200	4000,0	0,350	0,000	72,4	72,4	10,2
bonded			0,200	-40,8	-40,8	72,5
0,150	2500,0	0,350	0,200	-40,8	-40,8	89,6
bonded			0,350	-71,5	-71,5	85,0
0,200	250,0	0,350	0,350	-71,5	-71,5	156,8
unbond.			0,550	-82,5	-82,5	135,2
infinite	160,0	0,350	0,550	23,5	23,5	47,1

Figura 7.23: deformazioni lungo gli assi x,y,z della nuova struttura

Per la presenza del materiale di rinforzo si è scelto di progettare una pavimentazione avente uno strato di base con modulo di resistenza di 250MPa e uno strato di fondazione con un modulo di resistenza di 160MPa mentre i restanti strati sono rimasti uguali rispetto alla soluzione precedente.

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (mm)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	0.5	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1= tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	250
		Subgrade Stiffness (MPa)	160
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	45	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	4
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 7.24: dati di input della nuova struttura con Olcrack

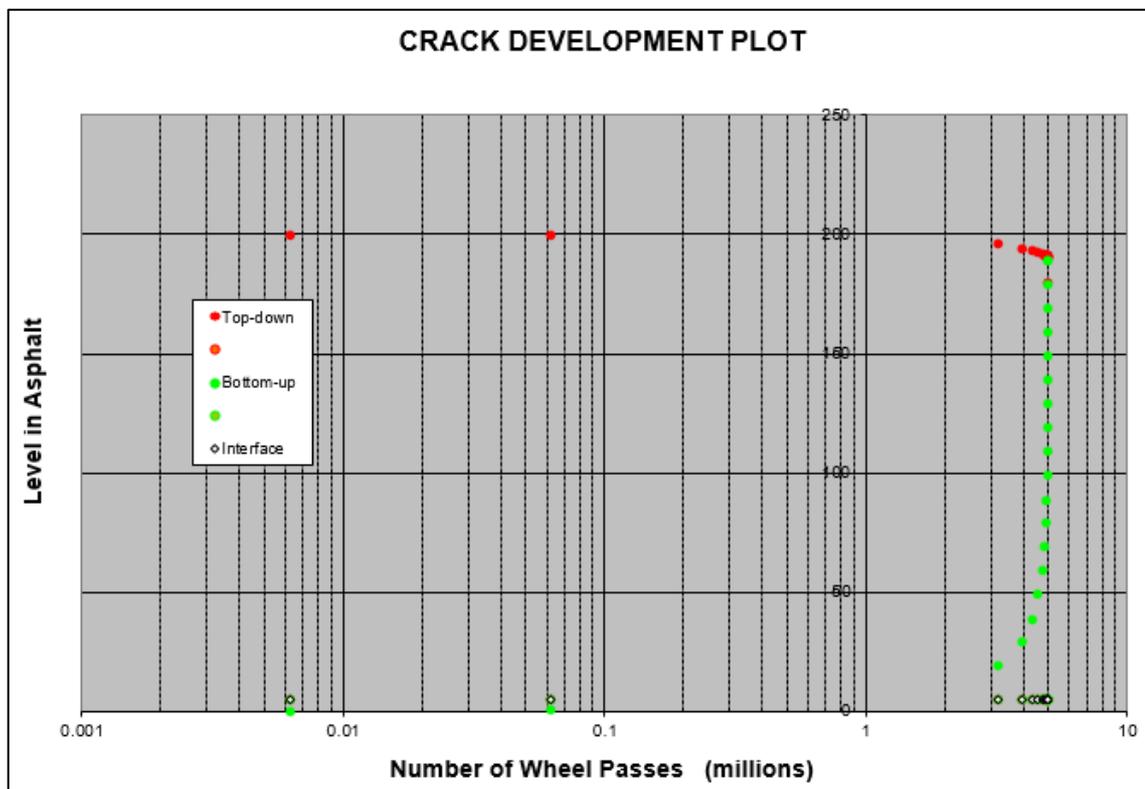


Figura 7.25: propagazione fratture Bottom-UP e top-down della nuova struttura

Il software Olcrack ci restituisce una vita utile riferita alla nuova configurazione di 4.96 milioni assi sottostimando 0.21 milioni di assi rispetto alla configurazione con la presenza del materiale di rinforzo(-0.04%).

7.3.3 Modellazione della struttura con la presenza del materiale di rinforzo

Per modellare la struttura del conglomerato bituminoso in maniera tale da considerare gli effetti dell’installazione della rete d’acciaio si è scelto di inserire uno strato fittizio avente spessore di 5 mm e posizionato dove effettivamente è stato posizionato durante l’intervento. Per poter ricavare il valore del modulo di rigidezza si è andato per tentativi sapendo che avremmo dovuto avere un valore di $max\{\epsilon_{xx}^{p2}, \epsilon_{yy}^{p2}, \epsilon_{xx}^{p3}, \epsilon_{yy}^{p3}, \epsilon_{xx}^{p4}, \epsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000825$. Si è scelto allora un valore del modulo di rigidezza per lo strato fittizio di ben 20000 MPa con un $max\{\epsilon_{xx}^{p2}, \epsilon_{yy}^{p2}, \epsilon_{xx}^{p3}, \epsilon_{yy}^{p3}, \epsilon_{xx}^{p4}, \epsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000954$ tra lo strato di base e la fondazione.

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
	0,19	4000	0,35	other
bonded	0,005	20000	0,35	other
bonded	0,005	4000	0,35	other
bonded	0,15	2500	0,35	other
bonded	0,2	150	0,35	other
unbond.	infinite	110	0,35	other

Figura 7.26: inserimento di uno strato fittizio

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,190	4000,0	0,350	0,000	78,0	0,784	4,2	0,566
			0,190	-31,4	-0,091	63,4	0,189
0,005	20000,0	0,350	0,190	-31,4	-0,865	39,8	0,189
			0,195	-35,8	-1,006	44,2	0,179
0,005	4000,0	0,350	0,195	-35,8	-0,124	66,5	0,179
			0,200	-38,0	-0,142	67,5	0,171
0,150	2500,0	0,350	0,200	-38,0	-0,054	83,5	0,171
			0,350	-80,3	-0,296	92,4	0,024
0,200	150,0	0,350	0,350	-80,3	-0,006	185,5	0,024
			0,550	-95,4	-0,014	166,2	0,015
infinite	110,0	0,350	0,550	28,1	0,013	56,2	0,015

Figura 7.27: deformazioni lungo gli assi x,y,z con lo strato fittizio

7.4 Ivato international airport

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell’intervento all’Ivato international airport con il software Alize.

	Thickness [mm]	Poisson's ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	80	0,35	3500
Base	300		600
Sub Base	500		300
Subgrade			120

Figura 7.28: struttura della pavimentazione della taxiway all'Ivato international airport

7.4.1 Situazione pre-intervento

Innanzitutto per procedere al calcolo dei parametri meccanici della pavimentazione si ricostruisce la pavimentazione strato per strato ed inoltre si definisce il carico su singola ruota con i dati di progetto.

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,1	3500	0,35	other
bonded	0,35	600	0,35	other
unbond.	0,75	300	0,35	other
	infinite	120	0,35	other

Figura 7.29: struttura della pavimentazione con Alize

Reference load : single wheel

Characteristics

radius (m) = 0,6170

pressure (MPa) = 0,1237

weight (MN) = 0,14800

Figura 7.30: definizione del carico su ruota singola

Una volta inseriti i dati richiesti dal software si procede al calcolo dei parametri atti alle verifiche che andremo ad affrontare.

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (µdef)	EpsY (µdef)	EpsZ (µdef)
0,100	3500,0 bonded	0,350	0,000	59,7	59,7	-42,2
			0,100	4,5	4,5	16,5
0,350	600,0 bonded	0,350	0,100	4,5	4,5	119,5
			0,450	-86,5	-86,5	168,3
0,750	300,0 unbond.	0,350	0,450	-86,5	-86,5	243,4
			1,200	-119,5	-119,5	172,8
infinite	120,0	0,350	1,200	35,9	35,9	71,8

Figura 7.31: deformazioni lungo gli assi x,y,z

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	SigmaX (MPa)	SigmaY (MPa)	SigmaZ (MPa)
0,100	3500,0 bonded	0,350	0,000	0,388	0,388	0,124
			0,100	0,089	0,089	0,120
0,350	600,0 bonded	0,350	0,100	0,069	0,069	0,120
			0,450	-0,041	-0,041	0,072
0,750	300,0 unbond.	0,350	0,450	-0,001	-0,001	0,072
			1,200	-0,044	-0,044	0,021
infinite	120,0	0,350	1,200	0,018	0,018	0,021

Figura 7.32: tensioni lungo gli assi x,y,z

Deflection =57,2 mm/100

Figura 7.33: spostamento della pavimentazione

I dati salienti sono:

Colonna1	Uzz(mm)	εxx(microdef)	εyy	Σz(Mpa)
overlay	0.572	59.7	59.7	0.124
	0.572	4.5	4.5	0.12
base	0.572	4.5	4.5	0.12
	0.572	-86.5	-86.5	0.072
sub base	0.572	-86.5	-86.5	0.072
	0.572	-119.5	-119.5	0.021
subgrade	0.572	35.9	35.9	0.021

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.245\text{mm}$ e $U_{max}=1.18\text{ mm}$. quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx}^{p2} = \varepsilon_{yy}^{p2} = 0.0001195\text{ mm}$

Da cui $N1=409566158$

Ed essendo $N_{des}=560000$ per 20 anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N2=10^{47.55}$ sicuramente verificato.

7.4.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete di fibra di vetro e della diminuzione dello spessore totale si è deciso di aumentare i moduli di rigidezza degli strati in funzione della diminuzione dello spessore previsto.

Per iterazione ora si deve trovare una configurazione tale per cui avremo questa deformazione massima o lungo l'asse x o lungo l'asse y con questo valore qui andando ad agire sul modulo di resistenza di ogni singolo strato.

Nel nostro caso rimane sempre $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx}^{p2} = \varepsilon_{yy}^{p2} = 0.0001195\text{ mm}$

La configurazione prescelta per avere la stessa vita utile dovuta all'installazione del materiale di rinforzo è riportata in figura

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
unbond.	0,08	4000	0,35	other
unbond.	0,3	1200	0,35	other
unbond.	0,5	650	0,35	other
	infinite	330	0,35	other

Figura 7.34: definizione della nuova struttura

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (μdef)	EpsY (μdef)	EpsZ (μdef)
0,080	4000,0	0,350	0,000	16,4	16,4	1,7
unbond.			0,080	-31,0	-31,0	52,6
0,300	1200,0	0,350	0,080	60,6	60,6	-1,1
unbond.			0,380	-106,1	-106,1	173,0
0,500	650,0	0,350	0,380	64,7	64,7	38,8
unbond.			0,880	-120,2	-120,2	201,6
infinite	330,0	0,350	0,880	46,2	46,2	92,4

Figura 7.35: deformazioni lungo gli assi x,y,z della nuova struttura

Per la presenza del rinforzo e la contemporanea diminuzione dello spessore del pacchetto si è scelto uno strato di usura avente un modulo di rigidezza di 4000 MPa ma uno spessore di 80 cm, uno strato di binder avente un modulo di rigidezza raddoppiato ma uno spessore di 30 cm, uno strato di base di spessore 50 cm ma avente un modulo di rigidezza di 650 MPa e uno strato di fondazione con modulo di rigidezza pari a 330 MPa.

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	148	Bound Pavement Thickness (mm)	300
Radius (mm)	617	Bound Pavement Stiffness (MPa)	1200
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	100
Axles in 1st year (million)	0.0028	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	80	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	500
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	650
		Subgrade Stiffness (MPa)	330
Grid Depth (mm)	79	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1000
Strand Spacing (mm)	25	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	25	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	2.5		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	1	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	36	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	100	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	2
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 7.36: dati di input della nuova struttura con Olcrack

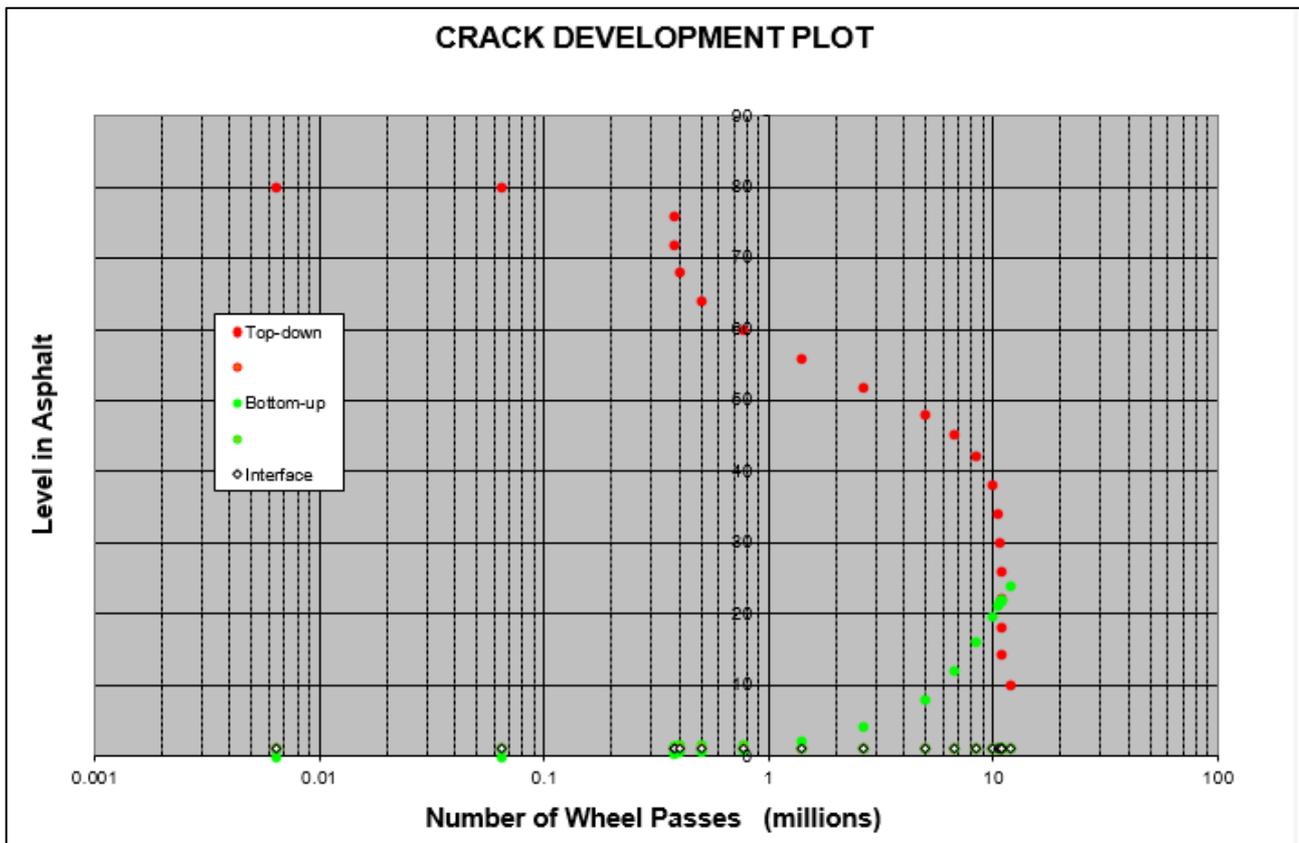


Figura 7.37: propagazione fratture Bottom UP e top Down della nuova struttura

Il software Olcrack ci restituisce una vita utile riferita alla nuova configurazione di 10.46 milioni assi sovrastimando di 8.04 milioni di assi rispetto alla configurazione con la presenza del materiale di rinforzo(+332.23%).

7.4.3 Modellazione della struttura con la presenza del materiale di rinforzo

Per modellare la struttura del conglomerato bituminoso in maniera tale da considerare gli effetti dell'installazione della rete di fibra di vetro si è scelto di inserire uno strato fittizio avente spessore di 5 mm e posizionato dove effettivamente è stato posizionato durante l'intervento. Per poter ricavare il valore del modulo di rigidezza si è andato per tentativi sapendo che avremmo dovuto avere un valore di $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0001195$. Si è scelto allora un valore del modulo di rigidezza per lo strato fittizio di ben 20000 MPa con un $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.000118$ tra lo strato di base e la fondazione.

	thick. (m)	modulus (MPa)	Nu	material type
bonded	0,08	3500	0,35	other
bonded	0,3	600	0,35	other
bonded	0,495	300	0,35	other
unbond.	0,005	8500	0,35	other
	infinite	120	0,35	other

Figura 7.38: struttura con inserimento strato fittizio

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsT (μdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (μdef)	SigmaZ (MPa)
0,080	3500,0	0,350	0,000	64,8	0,416	-47,8	0,124
			0,080	14,8	0,144	5,5	0,120
0,300	600,0	0,350	0,080	14,8	0,078	108,7	0,120
			0,380	-90,2	-0,040	180,3	0,080
0,495	300,0	0,350	0,380	-90,2	0,002	263,4	0,080
			0,875	-116,2	-0,037	189,8	0,031
0,005	8500,0	0,350	0,875	-116,2	-1,503	127,5	0,031
			0,880	-118,1	-1,528	129,5	0,031
infinite	120,0	0,350	0,880	52,3	0,026	104,6	0,031

Figura 7.39: deformazioni lungo gli assi x,y,z della struttura con strato fittizio

7.5 Analisi risultati

Analizzando i 3 casi studiati per il calcolo della vita utile si nota una forte correlazione tra i risultati ottenuti col software olcrack e il software Alize ma solo nei primi due casi.

Colonna1	Colonna2	Colonna3	Colonna4	Colonna5	Colonna6
		vita utile olcrack [mil assi]	aumento vita utile	vita utile alize [mil assi]	vita utile post-modifica alize-olcrack [mil assi]
malpensa	pre-intervento	0.49		332.4	0.49
	post-intervento	1.88	3.9	1296.36	1.65
oxford	pre-intervento	2.75		971.1	2.75
	post-intervento	5.17	1.85	1796.535	4.96
madagascar	pre-intervento	2.42		409.5	2.42
	post-intervento	2.42	1	409.5	10.46

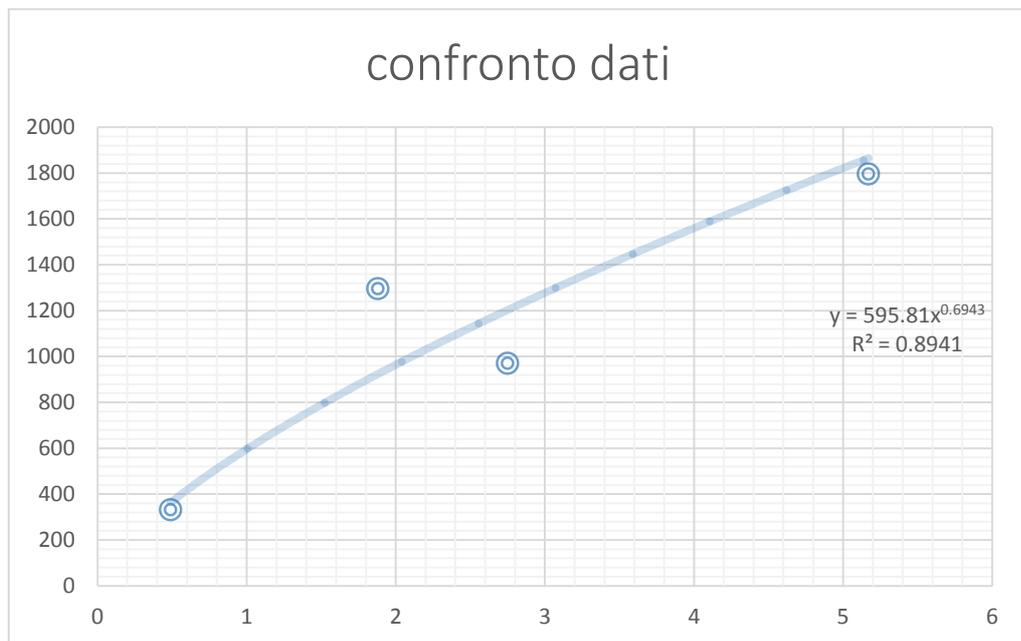


Figura 7.40: equazione della parabola che ci permette di passare dagli N calcolati con software Alize a quelli calcolati con il software Olcrack

In questo grafico abbiamo in ascissa i milioni di assi a rottura calcolati col software olcrack mentre in ordinata abbiamo i numeri di assi a rottura calcolati col software olcrack ma solo riferito ai primi due casi studiati.

Possiamo ricostruire una linea di tendenza con cui calcolarci il numero di passaggi di assi a rottura calcolati con software Alize rispetto al software olcrack.

La linea esponenziale ha un grado di aderenza molto vicino a 0,9 il che la rende molto affidabile.

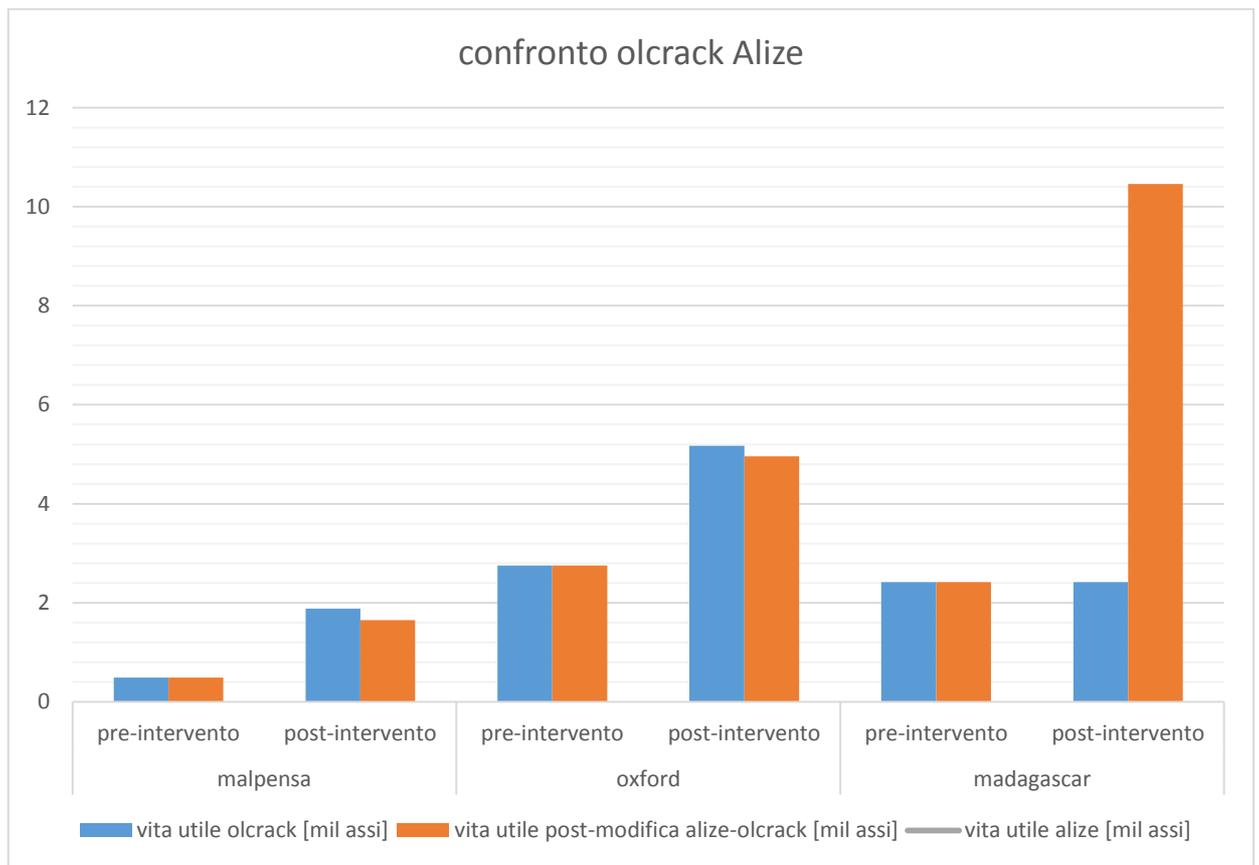


Figura 7.41: confronto tra gli N ottenuti con la pavimentazione con presenza di materiale di rinforzo e con pavimentazione fittizia modellizzata sulla presenza del materiale su software Olcrack

In questo grafico sono presenti i milioni di assi a rottura calcolati in presenza del materiale di rinforzo con olcrack e i milioni di assi a rottura sempre calcolati col software olcrack ma con una configurazione di pavimentazione calcolata con il software Alize che vada a pareggiare l'aumento di vita utile dovuta alla presenza del materiale di rinforzo ma senza l'installazione di esso.

In questo confronto grafico si può evincere ancora meglio come i primi due casi siano fortemente correlati tali per cui i risultati convergono coi due software mentre nel terzo caso dove vi è stato l'installazione della griglia con fibra di vetro oltre ad un geosintetico tessuto non tessuto con funziona di separazione i due software portino a risultati molto diversi dovuti anche alla maggior complessità dell'intervento e il numero maggiore di variabile da definire.

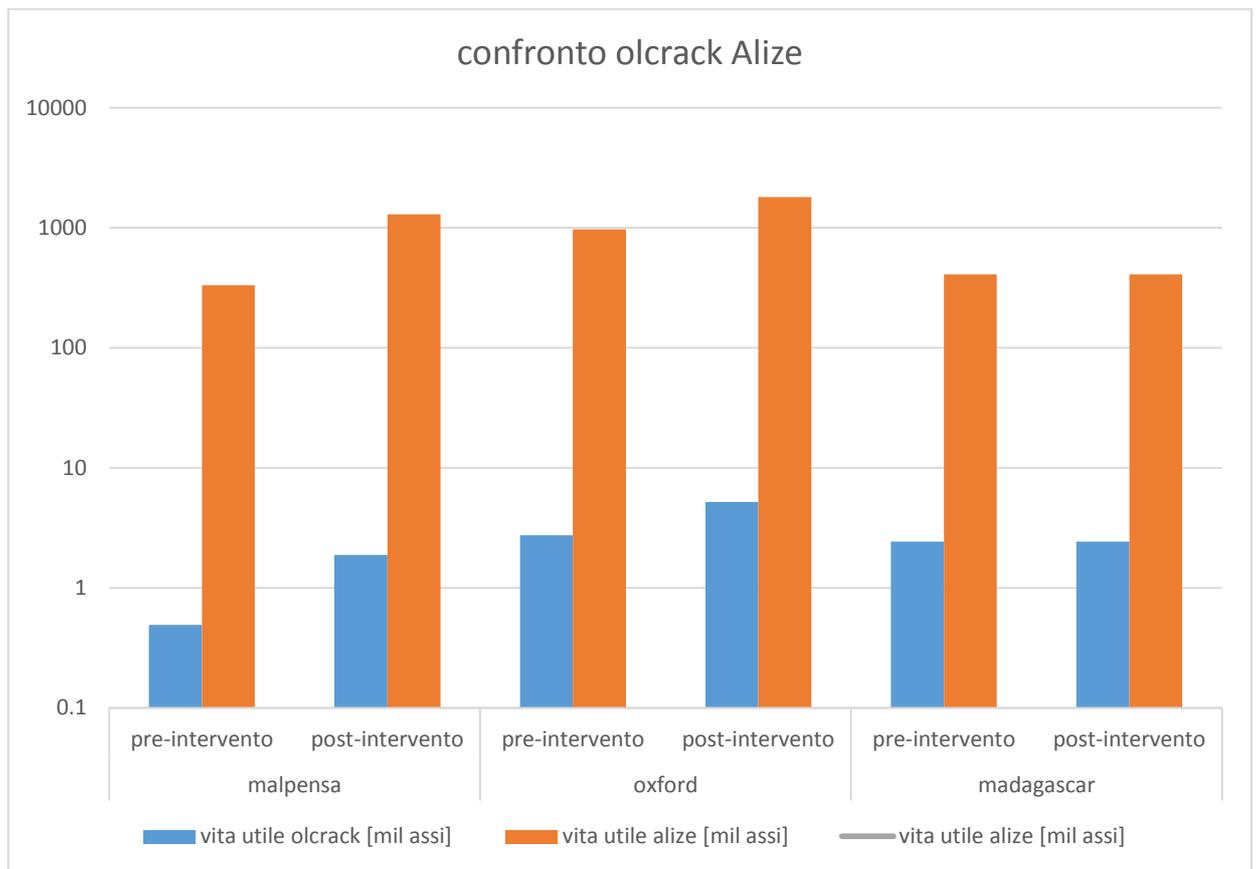


Figura 7.42: grafico con gli N calcolati con il software Olcrack (a sinistra) e il software Alize (a destra)

In questo grafico si è confrontato direttamente il numero di assi a rottura calcolati tra i due software. Nei primi due casi si può calcolare il numero di assi a rottura di un software conoscendo l'altro il numero di assi a rottura calcolato con l'altro software, mentre nel terzo caso i risultati tra i due software divergono tale per cui non si può fare un confronto.

7.6 Conclusioni

Da questa analisi dei risultati si può evincere come sia possibile fare un confronto diretto tra i due software utilizzati a patto che l'intervento contempli solo l'installazione di un materiale di rinforzo senza andare ad incidere sullo spessore totale e singolo dei vari strati che compongono il pacchetto di intervento.

Avendo solo tre history case da analizzare non siamo in grado di ricostruire l'influenza che possa avere un tipo di materiale di rinforzo rispetto all'altro poiché i materiali di rinforzo utilizzati sono solo due:

- Barra metallica a doppia torsione (1° e 2° caso)
- Griglia di fibra di vetro (3° caso)

CAPITOLO 8

8. Il software MePADS

8.1 Caratteristiche e proprietà del software MEPADS

Il software mePADS del CSIR (Council for Scientific and Industrial Research) sud-africano è un programma di calcolo e di verifica delle pavimentazioni empirico-meccanicistico, che consente di stimare la vita utile di una pavimentazione stradale calcolando le sollecitazioni cui sono soggetti i diversi strati per effetto dei carichi applicati dovuti al traffico, attraverso specifiche curve di fatica che consentono di determinare il degrado della pavimentazione e il numero dei passaggi di assi standard equivalente che portano alla rottura e alla fessurazione degli strati.

A tale scopo mePADS richiede alcuni dati di input che riguardano la tipologia di strada (ovvero le velocità di marcia consentite e di conseguenza il degrado massimo ammissibile), l'entità dei carichi (ovvero le pressioni e l'area di contatto tra pneumatico e superficie della pavimentazione) nonché la stratigrafia del pacchetto stradale e le caratteristiche meccaniche dei materiali che compongono i vari strati (in termini di Modulo Elastico E e coefficiente di Poisson ν).

Al fine di tener conto dell'inevitabile degrado cui vanno incontro gli strati della pavimentazione stradale, con particolare riferimento agli strati portanti, il programma consente l'introduzione di sino a 3 fasi di danneggiamento, ovvero consente di determinare le proprietà dei materiali integri (Fase 1), fessurati (Fase 2) e completamente soggetti a rottura (Fase 3). In questa fase di sperimentazione del programma verranno considerati solamente materiali di fase 1 con le relative caratteristiche.

Lo stesso procedimento di calcolo, e la stima della vita utile, si basano su tali informazioni, in quanto il progressivo deterioramento degli strati deputati a sostenere i carichi è responsabile delle deflessioni e degli ammaloramenti che si manifestano in superficie.

Il software associa quindi, per quanto detto sopra, una fase degradata (Fase 2) ai soli materiali portanti, quali il misto cementato o il cementato bitumato, in quanto sono tali strati ad assorbire le quote rilevanti di carico e di conseguenza il loro degrado è responsabile della perdita di funzionalità della pavimentazione.

I materiali che generalmente manifestano l'insorgere di una fase fessurata (Fase 2) e quindi un decadimento delle loro caratteristiche meccaniche sono quelli che contengono cemento perciò i misti cementati (C1, C2, C3, C4) e gli strati realizzati a freddo con emulsione e cemento (ETB).

I materiali legati a bitume presentano due codifiche, una per gli strati superficiali (AC: Asphalt Course) e una per lo strato di Base (BC: Base Course).

8.1.1 Dati di input

I valori dei Moduli Elastici adottati nella presente relazione di calcolo sono stati forniti da prove sperimentali di cui si detiene idonea certificazione e qualifica.

Si assume che la sollecitazione venga trasmessa alla sovrastruttura da una coppia di ruote gemellate poste a distanza di 31.5 cm l'una dall'altra; si è scelto di considerare l'asse standard da

120 kN composto da due ruote gemellate per cui ogni ruota trasmette alla pavimentazione un carico di 30 kN distribuito su un'area circolare con una pressione uniforme pari alla pressione di gonfiaggio dei pneumatici pari a 0.75 MPa.

Tra le altre ipotesi di carico si riportano:

- Condizione climatica: area moderata;
- Categoria della strada: B, strada extraurbana e medio traffico;
- Limite di accettazione per la profondità delle ormaie: 20 mm.

8.1.2 Finestre di Input

Per l'inserimento dei dati di Input il software MEPADS presenta due finestre (figure 2.1 e 2.5) che sono riportate a titolo di esempio, mettendo in evidenza quelli che sono gli elementi principali.

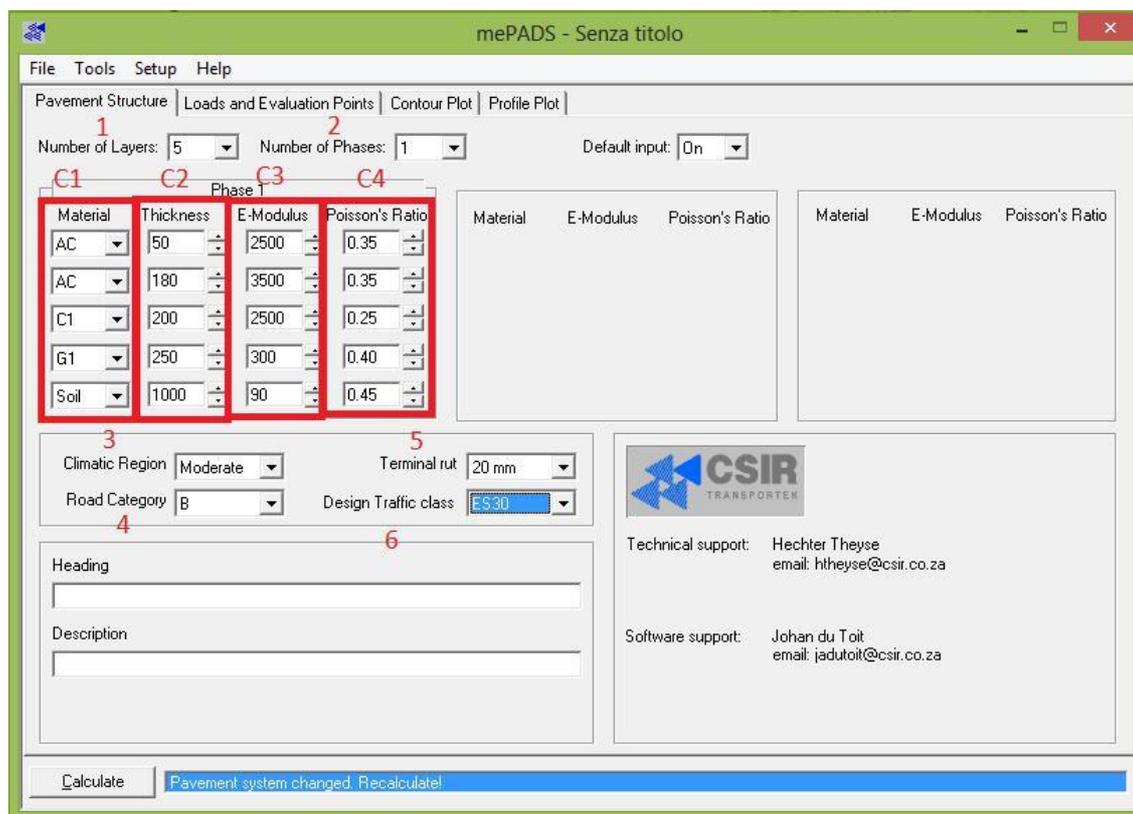


Figura 8.1: Schermata di input dati del software MEPADS

In questa prima schermata vanno inseriti i dati riguardanti il pacchetto stradale e quelli che fanno riferimento alle categorie normative nelle quali si inserisce la sovrastruttura.

Gli elementi da inserire sono dunque:

1. Numero di strati del pacchetto;
2. Numero di fasi di danneggiamento che si considerano (per ogni fase aggiuntiva comparirà una nuova serie di colonne C1,C2,C3,C4);
3. Regione climatica;
4. Categoria della strada, da scegliere in base alla seguente tabella (figura 2.2):

Road Category	Description	Approximate design reliability (%)
A	Interurban freeways and major interurban roads	95
B	Interurban collectors and major rural roads	90
C	Rural roads	80
D	Lightly trafficked rural roads	50

Figura 8.2: tabella di scelta per la categoria della strada

- 5) Profondità massima ammessa delle ormaie;
 6) Classe di traffico, da individuare con la tabella seguente:

ROAD CATEGORY				
	A	B	C	D
Description	Major interurban freeways and major rural roads	Interurban collectors and rural roads	Lightly trafficked rural roads, strategic roads	Rural access roads
Importance	Very important	Important	Less important	Less important
Service level	Very high level of service	High level of service	Moderate level of service	Moderate to low level of service
TYPICAL PAVEMENT CHARACTERISTICS				
RISK	Very low	Low	Medium	High
Approximate Design Reliability (%) *	95	90	80	50
Total Equivalent Traffic Loading (E80/lane) **	3 - 100 x 10 ⁶ over 20 years	0,3 - 10 x 10 ⁶ Depending on design strategy	< 3 x 10 ⁶ Depending on design strategy	< 1 x 10 ⁶ Depending on design strategy
Typical Pavement Class ***	ES10 - ES100	ES1 - ES10	ES0.003 - ES3	ES0.003 - ES1
Daily Traffic: (e.v.u) ****	> 4000	600 - 10 000	< 600	< 500
Constructed Riding Quality:				
PSI *****	3,5 - 4,5	3,0 - 4,5	2,5 - 3,5	2,0 - 3,5
HRI (mm/m or m/km)	1,5 - 1,0	2,0 - 1,0	2,7 - 1,5	3,5 - 1,5
Terminal Riding Quality:				
PSI	2,5	2,0	1,8	1,5
HRI (mm/m or m/km)	2,7	3,5	3,9	4,5
Warning Rut Level (mm)	10	10	10	10
Terminal Rut Level (mm)	20	20	20	20
Area / length of road exceeding terminal conditions (%)	5	10	20	50

figura 8.3: Tabella di scelta per la classe di traffico

Per quanto riguarda le caratteristiche fisiche dei materiali componenti i vari strati del pacchetto bisogna compilare le seguenti colonne:

C1) Codice identificativo del materiale componente lo strato da ricavare dalle seguenti tabelle 2.4a e 2.4b.

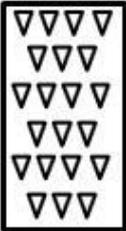
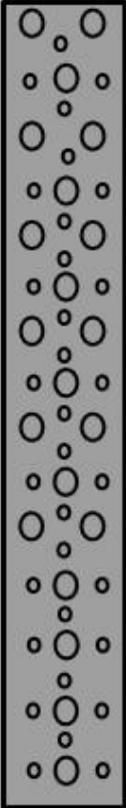
Symbol	Code	Material	Abbreviated specification
	G1	Graded crushed stone	Dense-graded, unweathered crushed stone; Max size 37,5 mm; 88% apparent density; PI < 4,0 (min 6 tests)
	G2	Graded crushed stone	Dense-graded crushed stone; Max size 37,5 mm; 100 - 102 % mod. AASHTO or 85% bulk density; PI < 6,0 (min 6 tests)
	G3	Graded crushed stone	Dense-graded crushed stone and soil binder; max size 37,5 mm; 98 - 100% mod. AASHTO; PI < 6
	G4	Natural Gravel	CBR 80; max size 53 mm; 98 - 100 mod. AASHTO; PI < 6; Swell 0,2 @ 100 % mod. AASHTO
	G5	Natural Gravel	CBR 45; max size 63 mm or b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage; PI < 10; Swell 0,5 @ 100 % mod. AASHTO
	G6	Natural Gravel	CBR 25; max size 63 mm or b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage; PI < 12 or 2(GM)+10; Swell 1,0 @ 100 % mod. AASHTO
	G7	Gravel-soil	CBR 15; max size b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage; PI < 12 or 2(GM)+10; Swell 1,5 @ 100 % mod. AASHTO
	G8	Gravel-soil	CBR 10 at in-situ density; max size b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage; PI < 12 or 2(GM)+10; Swell 1,5 @ 100 % mod. AASHTO
	G9	Gravel-soil	CBR 7 at in-situ density; max size b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage; PI < 12 or 2(GM)+10; Swell 1,5 @ 100 % mod. AASHTO
	G10	Gravel-soil	CBR 3 at in-situ density; max size b of layer thickness; density as prescribed for layer of usage or 90% mod. AASHTO

Figura 8.4a: Tabella di scelta dei codici identificativi per i materiali.

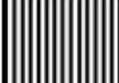
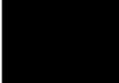
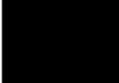
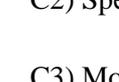
Symbol	Cod e	Material	Abbreviated specification
	C1	Cemented crushed stone	UCS 6 - 12 MPa at 100 % mod. AASHTO compaction; at least G2 before treatment
	C2	Cemented crushed stone	UCS 3 - 6 MPa at 100 % mod. AASHTO compaction; at least G2/G4 before treatment
	C3	Cemented natural gravel	UCS 1,5 - 3,0 MPa and ITS \$ 250 kPa at 100 % mod. AASHTO; max size 63 mm; PI # 6 after treatment
	C4	Cemented natural gravel	UCS 0,75 - 1,5 MPa and ITS \$ 200 kPa at 100 % mod. AASHTO; max size 63 mm; PI # 6 after treatment
	EBM	Bitumen emulsion	0,6 - 1,5 % residual bitumen
	EBS	modified gravel	1,5 - 5,0 % residual bitumen
	BC1	Hot-mix asphalt	Continuously graded; max size 53 mm
	BC2	base course	Continuously graded; max size 37,5 mm
	BC3		Continuously graded; max size 26,5 mm
	BS		Semi-gap graded; max size 37,5 mm
	PPC	Portland concrete cement	Modulus of rupture 4,5 MPa; max particle size 75 mm
	AG	Asphalt	Gap graded
	AC	surfacing layers	Continuously graded
	AS		Semi-gap graded
	AO		Open graded
	AP		Porous (drainage) asphalt

Figura 8.4b: Tabella di scelta dei codici identificativi per i materiali

C2) Spessore dello strato;

C3) Modulo elastico associato allo strato;

C4) Modulo di Poisson associato allo strato.

La seconda finestra di Input (figura 5) fa invece riferimento alle caratteristiche del carico scelto per le verifiche (tipicamente l'ESA).

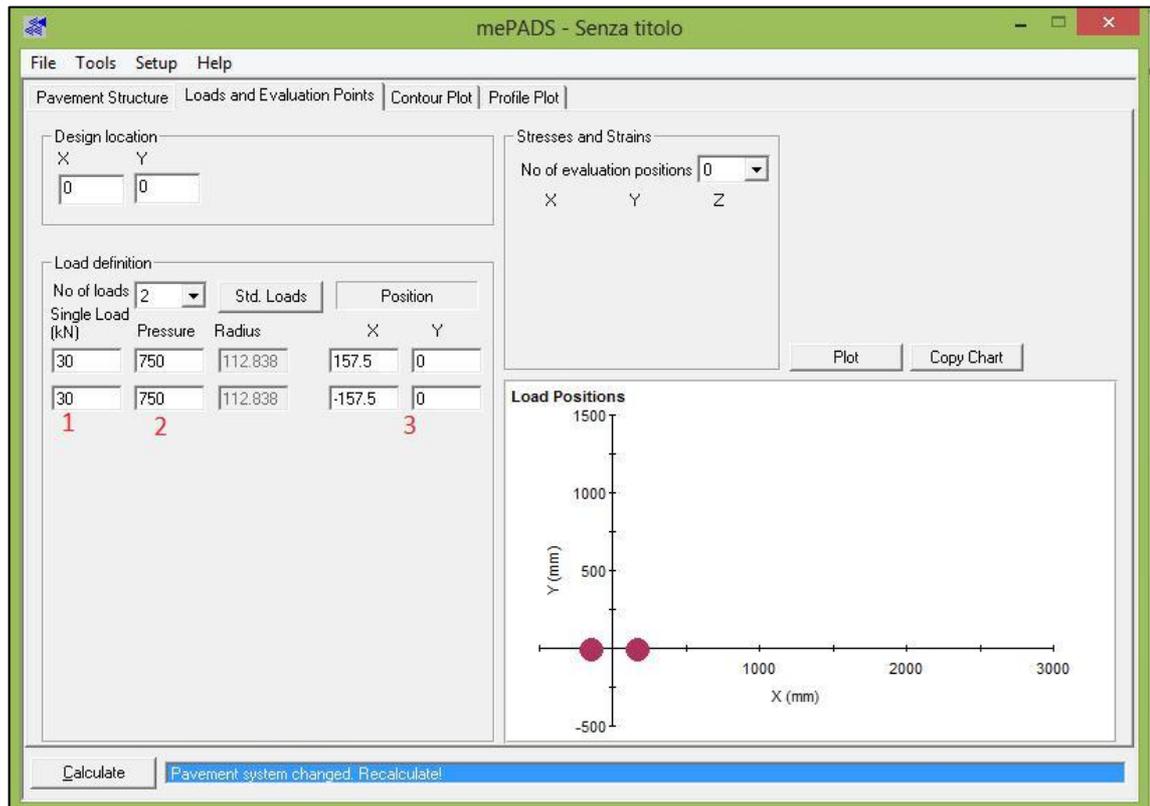


Figura 8.5: Schermata di input dati del software MEPADS

I dati richiesti sono:

- 1) Peso della singola ruota. Avendo considerato un asse gemellato da 120 kN, su ogni ruota gravano 30 kN;
- 2) Pressione di gonfiaggio della ruota;
- 3) Posizione (x,y) della ruota. Essendo le due ruote distanti 31,5 cm e avendo posizionato l'origine degli assi nel baricentro delle ruote, le due coordinate sono $\pm 157,5$.

8.1.3 Finestre di Output

L'Output viene fornito in un'ulteriore finestra mediante un grafico che mostra l'andamento della grandezza richiesta in funzione della profondità Z del pacchetto. Di seguito viene riportato a titolo di esempio un tipico output fornito dal programma (figura 6):



Figura 8.6: Schermata di output dati del software MEPADS

Gli elementi che si ritrovano sono i seguenti:

- Tendina da cui è possibile scegliere la grandezza che si vuole visualizzare. Per un elenco completo delle selezioni possibili si faccia riferimento alla figura 7.
- Coordinate (x,y) nel piano orizzontale del punto in corrispondenza del quale si vuole visualizzare il grafico;
- Pulsante da premere ogni volta che sono cambiate le richieste, per visualizzare il nuovo grafico.

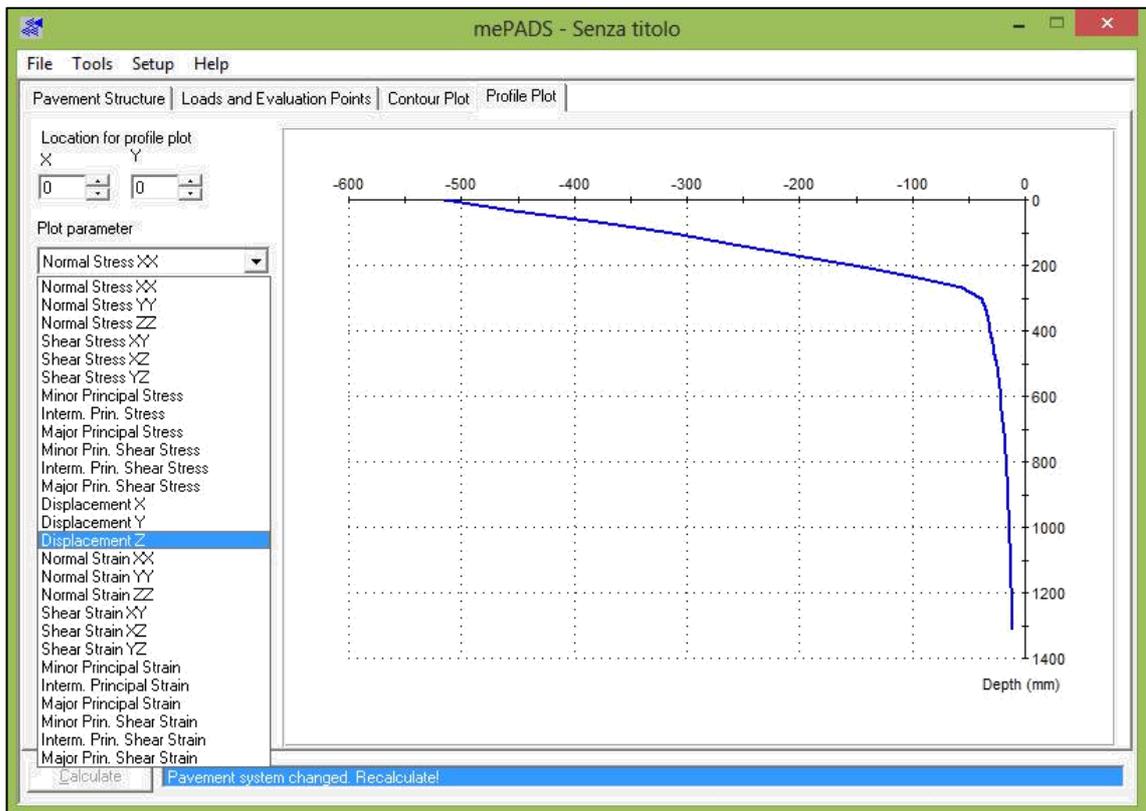


Figura 8.7: Elenco delle possibili scelte per la grandezza da visualizzare

Casi reali

8.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell'intervento sulla strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa con il software MePADS.

	Thickness [mm]	Poissons ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	110	0.35	3500
Base	350		800
Sub Base	400		500
Subgrade			200

Figura 8.8: struttura strada perimetrale

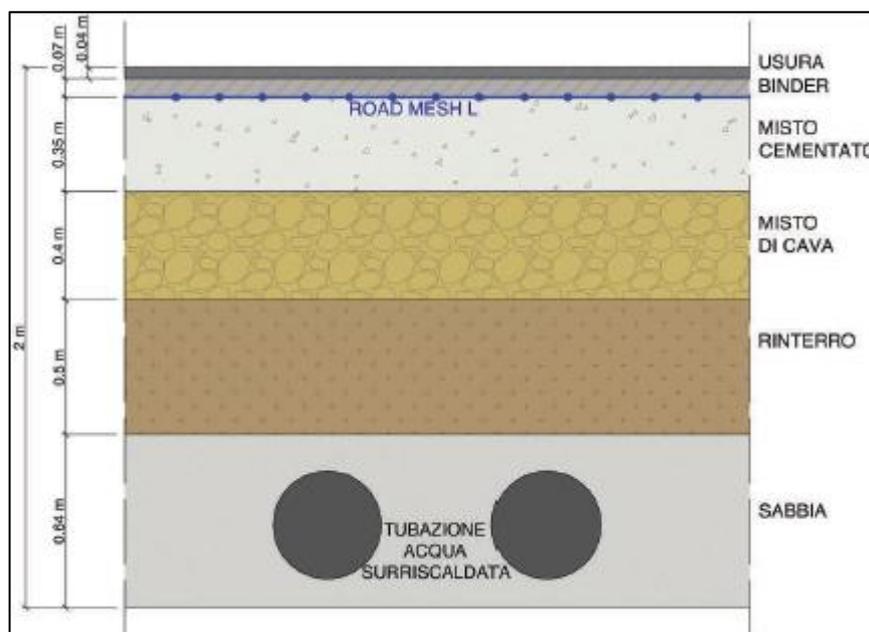


Figura 8.9: stratigrafia della strada perimetrale

8.2.1 Situazione pre-intervento

Per poter effettuare i calcoli sulla pavimentazione oggetto di studio dobbiamo ricreare la stratigrafia della pavimentazione con la scelta dei materiali, lo spessore, il modulo di rigidità e il modulo di Poisson.

Abbiamo un'unica fase concernente la rottura.

Per la pavimentazione della strada perimetrale di Malpensa si è scelto:

1. Materiale di usura: AC strato di asfalto standard
2. Binder: C1 cemented crushed stone (misto cementato)
3. Strato di base: G7 grave soil (misto di cava)
4. Sottofondo-soil

Si è scelto il clima moderato poiché la zona di Malpensa rientra nella classificazione di clima moderato alle medie latitudini. L'ormaiamento massimo ammissibile è stato considerato di 10 mm ed inoltre la categoria della strada è la categoria D ovvero strada rurale a basso traffico poiché il TGM medio è abbastanza basso tale per cui si possa rientrare nella classe di traffico di progetto ESO,003

Number of Layers: 4 Number of Phases: 1

Phase 1			
Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	110	3500	0.35
C1	350	2500	0.35
G7	400	120	0.35
Soil	1140	100	0.35

Climatic Region: Moderate Terminal rut: 10 mm
 Road Category: D Design Traffic class: ES0,003

Figura 8.10: stratigrafia della strada perimetrale sul software mePADS

Il passo successivo è stato di definire il carico di progetto con i dati a disposizione:

1. Carico singolo su ruota : 51 KN
2. Pressione : 649 bar

Load definition

No of loads: 1 Std. Loads Position

Single Load (kN) Pressure Radius X Y

51 649 158.157 0 0

Figura 8.11: carico su singola ruota della strada perimetrale

Una volta inseriti questi dati il software ci restituisce i grafici di tutti i parametri meccanici della pavimentazione ed ora siamo in grado di effettuare le verifiche.

Le verifiche da farsi sulla pavimentazione flessibile in questione sono 3:

La prima verifica va fatta per gli strati di usura e deriva dalla Jeuffroy theory:

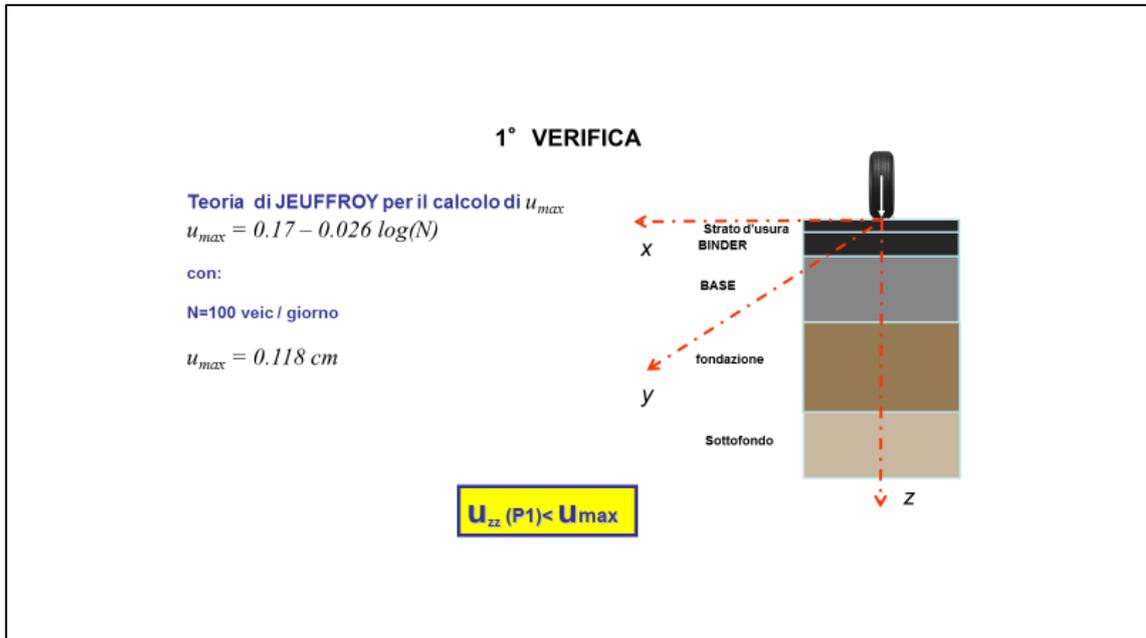


Figura 8.12: 1° verifica

La seconda verifica è quella a fatica e si effettua sulle deformazioni (strain)

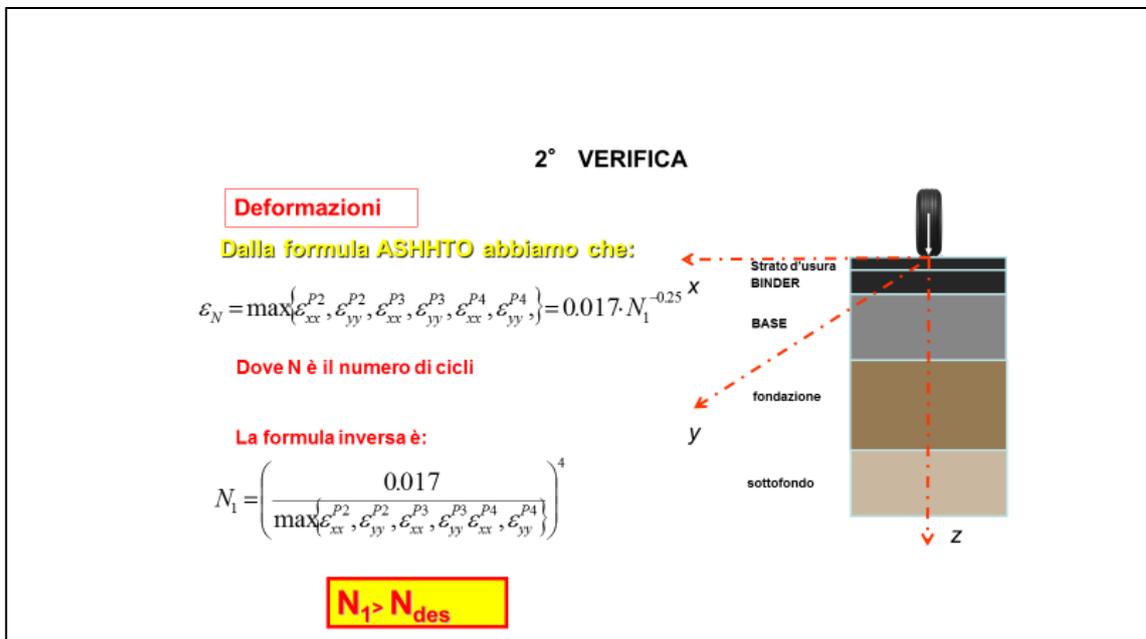


Figura 8.13: 2° verifica

Dovendo verificare che $N_1 > N_{des}$

La terza verifica è quella a rottura.

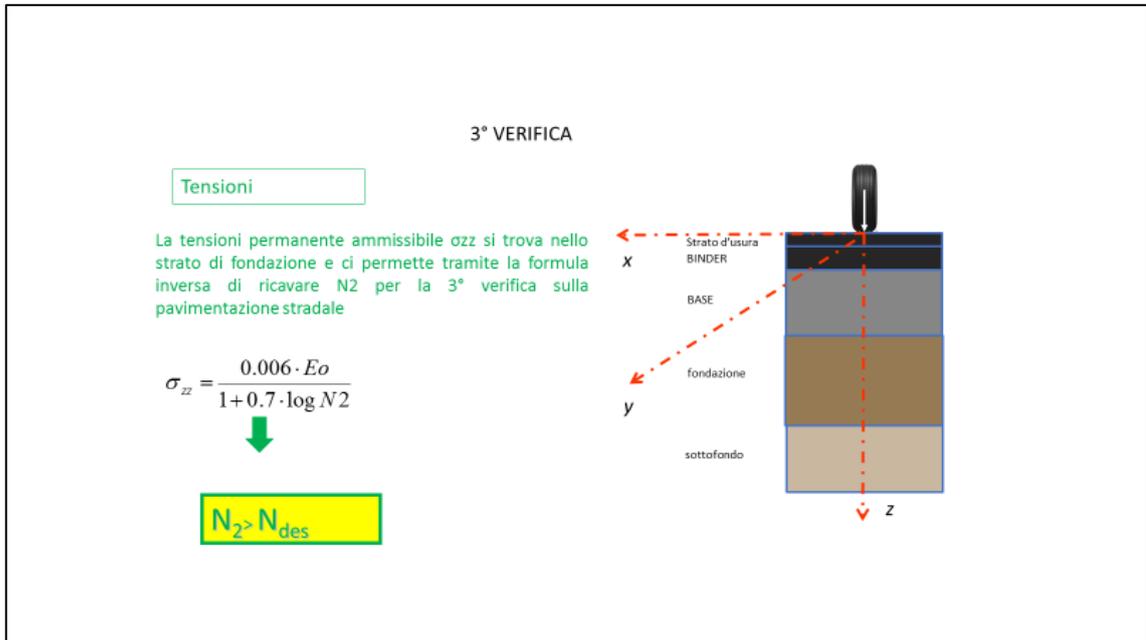


Figura 8.14: 3° verifica

Anche con questa verifica bisogna vedere se il numero dei cicli dati dalla formula inversa siano maggiori di quelli di progetto.

Ora per poter verificare queste tre prove servono tutti questi parametri riportati nell'immagine sottostante.

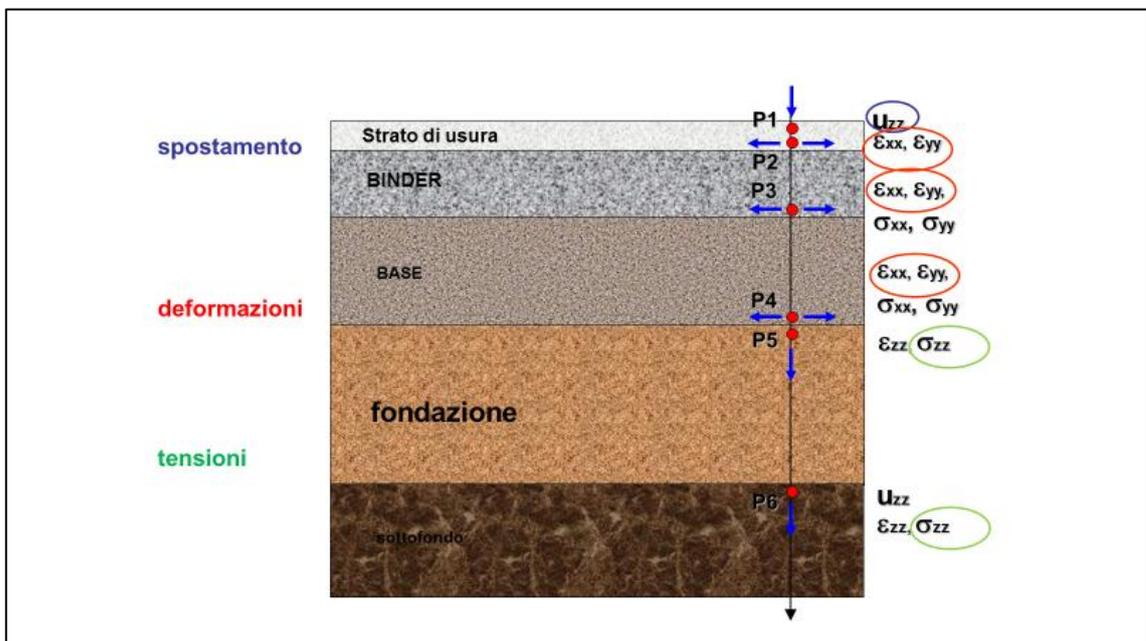


Figura 8.15: posizione dei dati significati

I grafici con i parametri salienti per la nostra pavimentazione sono tre.

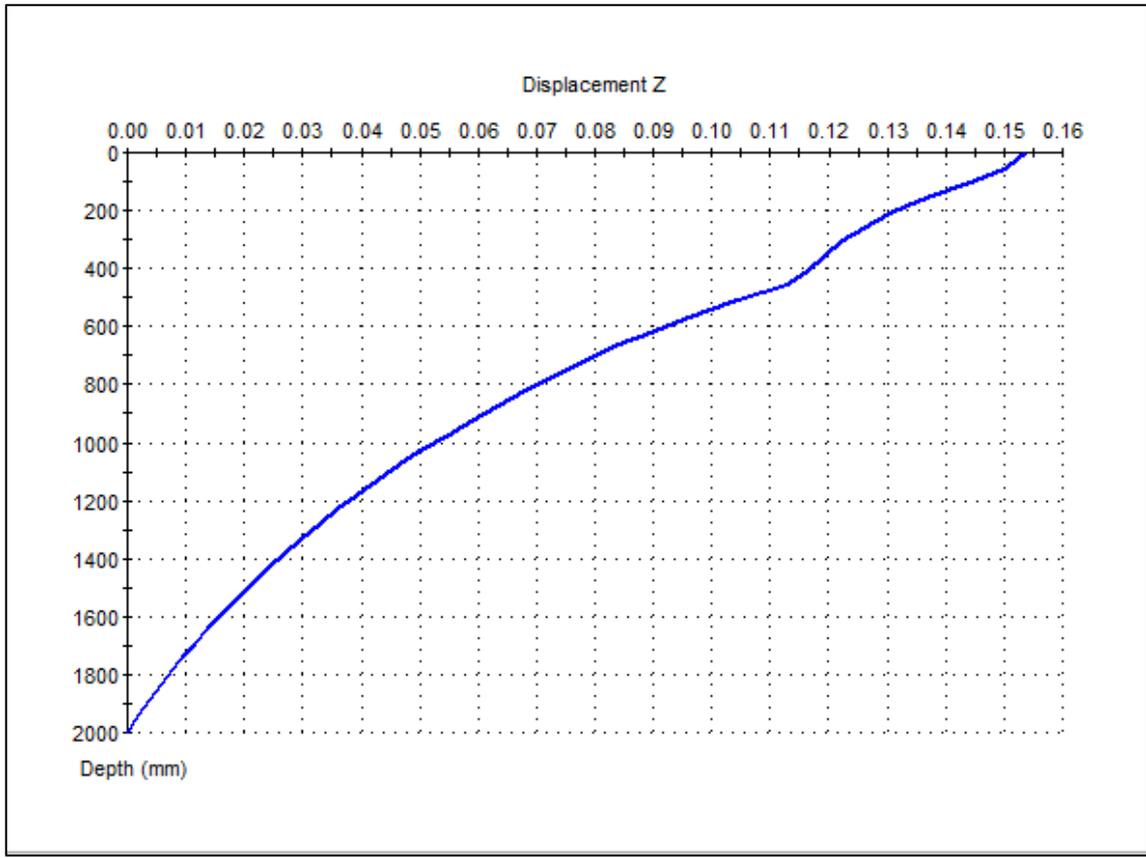


Figura 8.16: Andamento grafico della grandezza u_{zz}

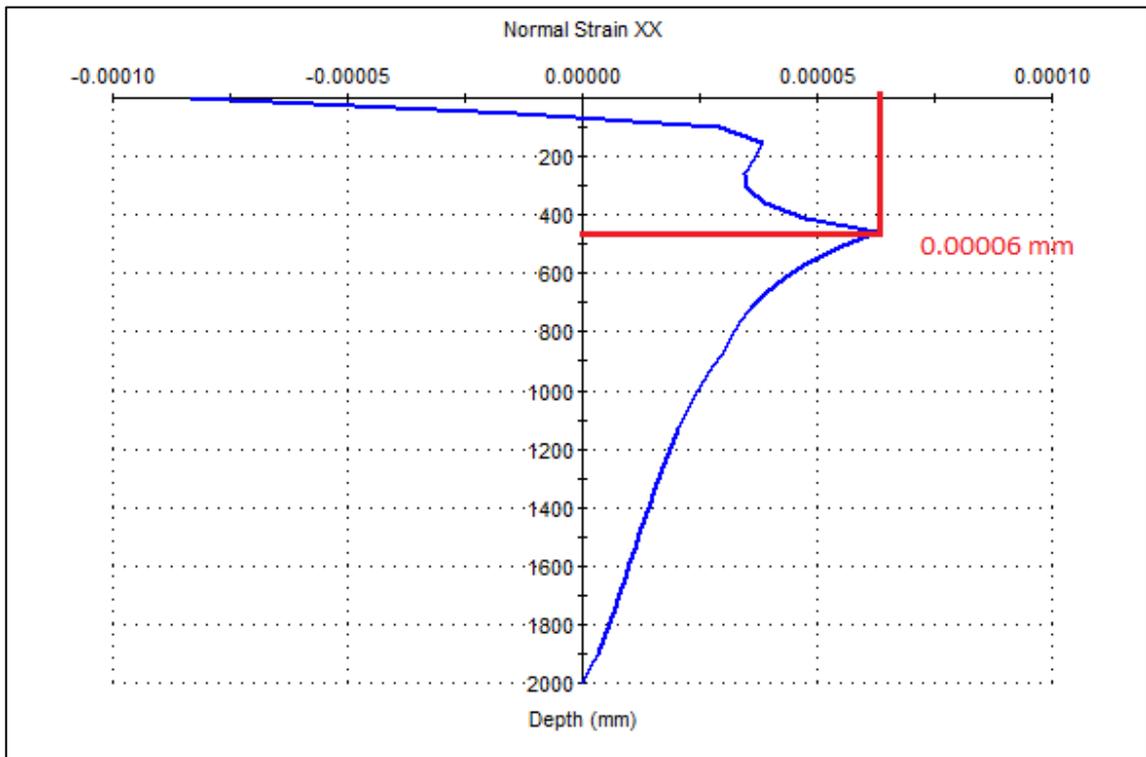


Figura 8.17: andamento grafico di ϵ_{xx}

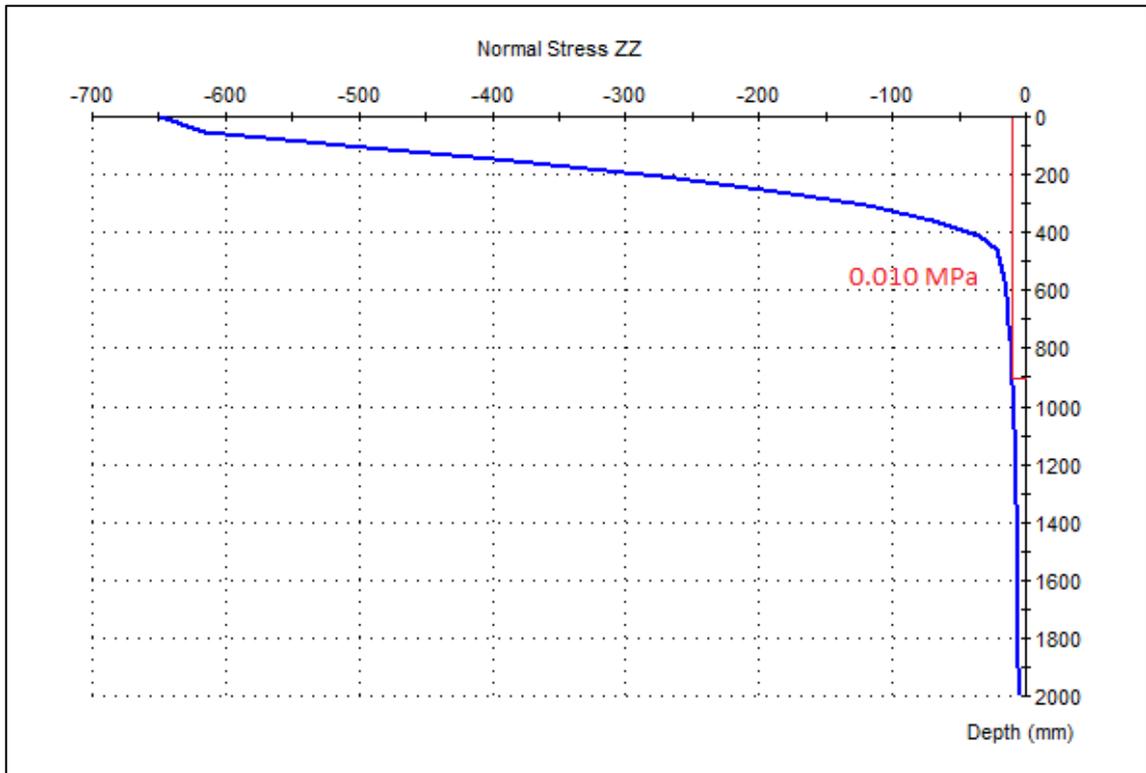


Figura 8.18: andamento grafico di σ_{zz}

Ricapitolando i parametri salienti della nostra pavimentazione sono:

1. $U_{zz}=0.154\text{mm}$
2. $E_{xx}=0.00006 \text{ mm}$
3. $\sum_{zz}=0.020 \text{ MPa}$

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.154\text{mm}$ e $U_{max}=1.54\text{mm}$. quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\epsilon_{xx}^{p2}, \epsilon_{yy}^{p2}, \epsilon_{xx}^{p3}, \epsilon_{yy}^{p3}, \epsilon_{xx}^{p4}, \epsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx}^{p2} = \varepsilon_{yy}^{p2} = 0.0000963$ mm

Da cui $N1 = 6444521604$

Ed essendo $N_{des} = 1500000$ per 10 anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N2 = 10^{170}$ sicuramente verificato.

8.2.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldata a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro di $N1$ dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack. Poiché con l'installazione del materiale di rinforzo la nostra pavimentazione ha subito un aumento di vita utile di 3.9 volte rispetto alla vita utile della situazione pre-intervento. Allora avremo che :

$$N_1^* = 3.9 * N_1 = 251333634259$$

Dalla formula inversa si ricava che $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.0000427$

Per iterazione ora si deve trovare una configurazione tale per cui avremo questa deformazione massima o lungo l'asse x o lungo l'asse y di 0.0000427 andando ad agire sul modulo di rigidezza di ogni singolo strato.

La configurazione prescelta per avere la stessa vita utile dovuta all'installazione del materiale di rinforzo è riportata in figura

Phase 1			
Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	110	5500	0.35
C1	350	2500	0.35
G7	400	500	0.35
Soil	1140	200	0.35

Climatic Region	Moderate	Terminal rut	10 mm
Road Category	D	Design Traffic class	ES0,003

figura 8.19: configurazione modificata della pavimentazione

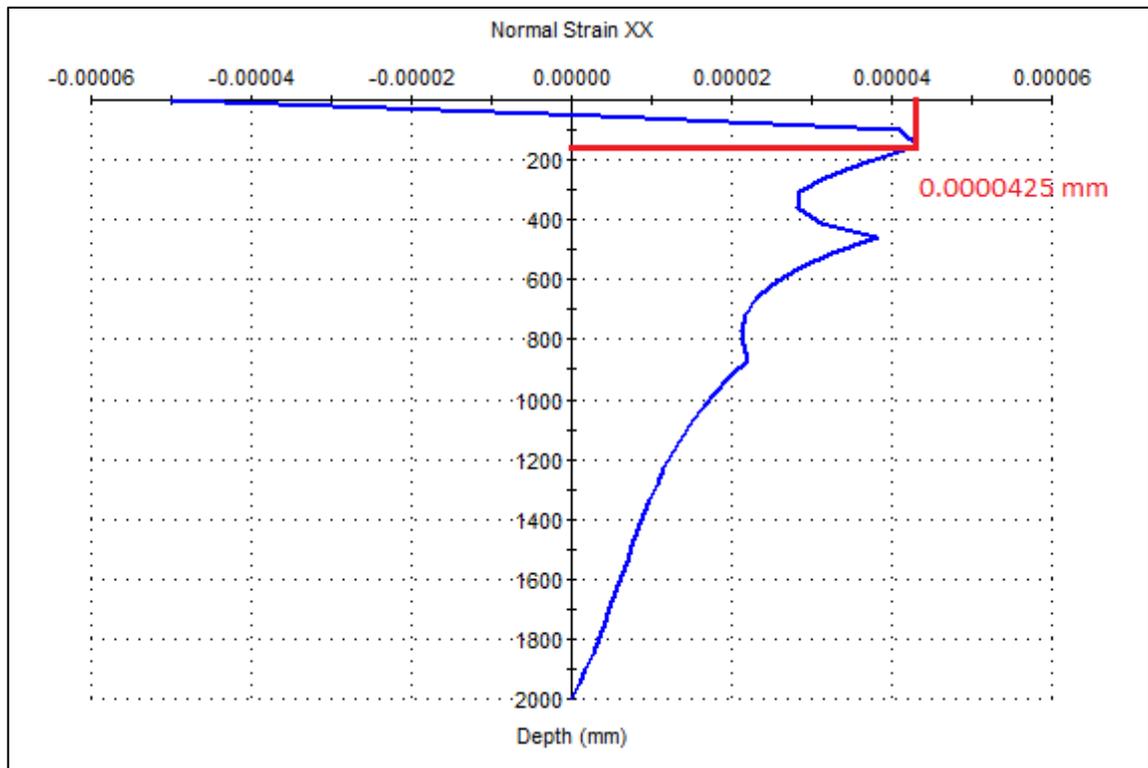


Figura 8.20: andamento grafico di exx della pavimentazione modificata

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (mm)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axes in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1= tightly closed; 0= fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	5500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	40	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	1
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 8.21: dati di input del software olcrack

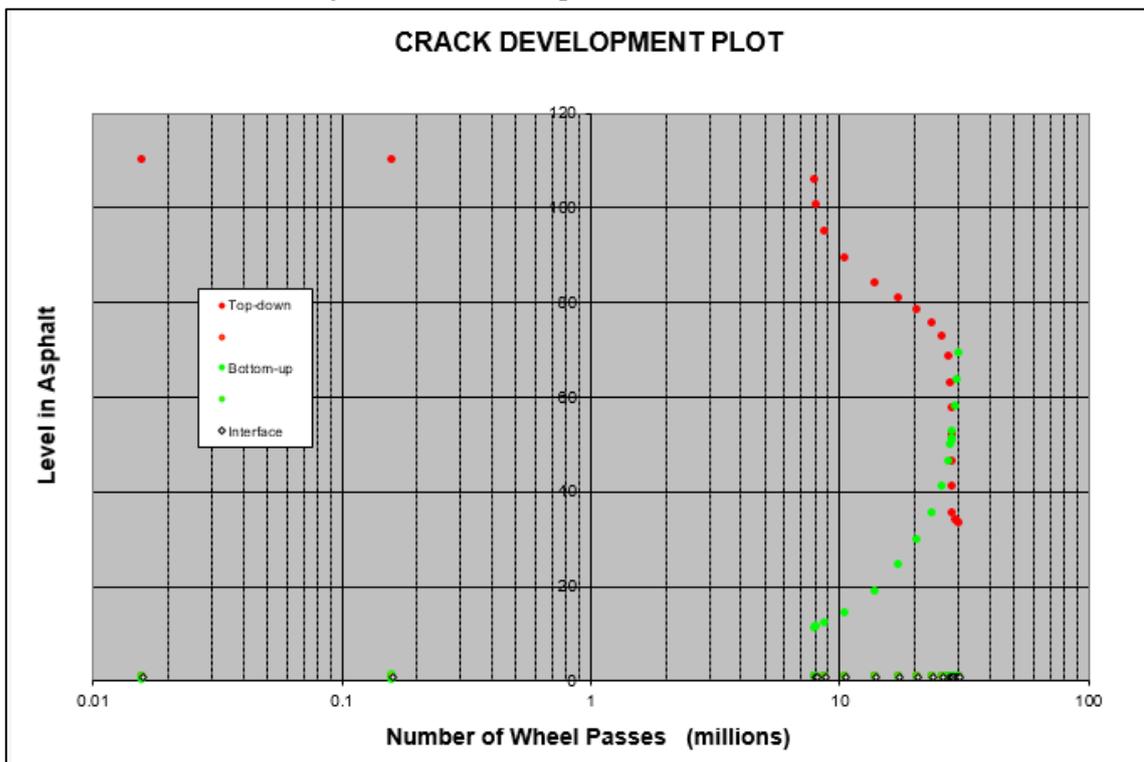


Figura 8.22: propagazione delle fessure Bottom-up e Top-down

Con questa nuova configurazione attinta dai risultati del software mePADS il software Olcrack ci restituisce una vita di 28 milioni di passaggi contro gli 1.88 della configurazione con la presenza del materiale di rinforzo trattata in precedenza.

8.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell'intervento sulla strada provinciale A4144 abingdon road con il software MePADS.

	Thickness [mm]	Poisson's ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	200	0.35	4000
Base	150		2500
Sub Base	200		150
Subgrade			110

Figura 8.23: struttura strada Oxford

8.3.1 Situazione pre-intervento

Per poter effettuare i calcoli sulla pavimentazione oggetto di studio dobbiamo ricreare la stratigrafia della pavimentazione con la scelta dei materiali, lo spessore, il modulo di rigidità e il modulo di Poisson.

Abbiamo un'unica fase concernente la rottura.

Per la pavimentazione della strada perimetrale della provinciale A4144 si è scelto :

1. Materiale di usura: AC strato di asfalto standard
2. Binder: C1 cemented crushed stone (misto cementato)
3. Strato di base: G7 grave soil (misto di cava)
4. Sottofondo-soil

Si è scelto il clima umido poiché la zona di Oxford rientra nella classificazione di clima continentale. L'ormaiamento massimo ammissibile è stato considerato di 20 mm ed inoltre la categoria della strada è la categoria b ovvero strada extraurbana a alto-medio traffico poiché il TGM medio è di 2800 veicoli tale per cui si possa rientrare nella classe di traffico di progetto ES3

Phase 1			
Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	200	4000	0.35
C1	151	2500	0.35
G7	200	150	0.35
Soil	1000	110	0.35

Climatic Region	Wet	Terminal rut	20 mm
Road Category	B	Design Traffic class	ES3

Figura 8.24: stratigrafia della pavimentazione su software mePADS

Il passo successivo è stato di definire il carico di progetto con i dati a disposizione:

1. Carico singolo su ruota : 40 KN
2. Pressione : 566 bar

Load definition				
No of loads	1	Std. Loads	Position	
Single Load (kN)	Pressure	Radius	X	Y
40	566	149.985	0	0

Figura 8.25: definizione del carico su software mePADS

Una volta inseriti questi dati il software ci restituisce i grafici di tutti i parametri meccanici della pavimentazione ed ora siamo in grado di effettuare le verifiche.

I grafici con i parametri salienti per la nostra pavimentazione sono tre.

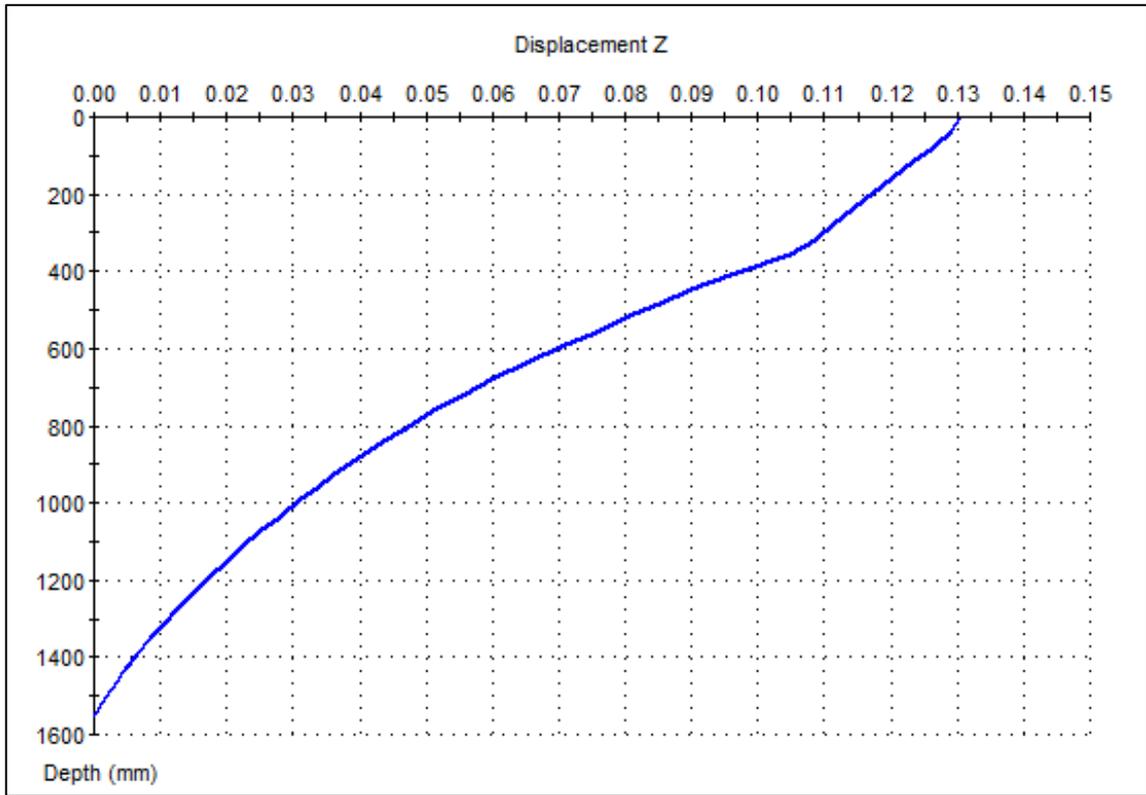


Figura 8.26: andamento grafico di u_{zz}

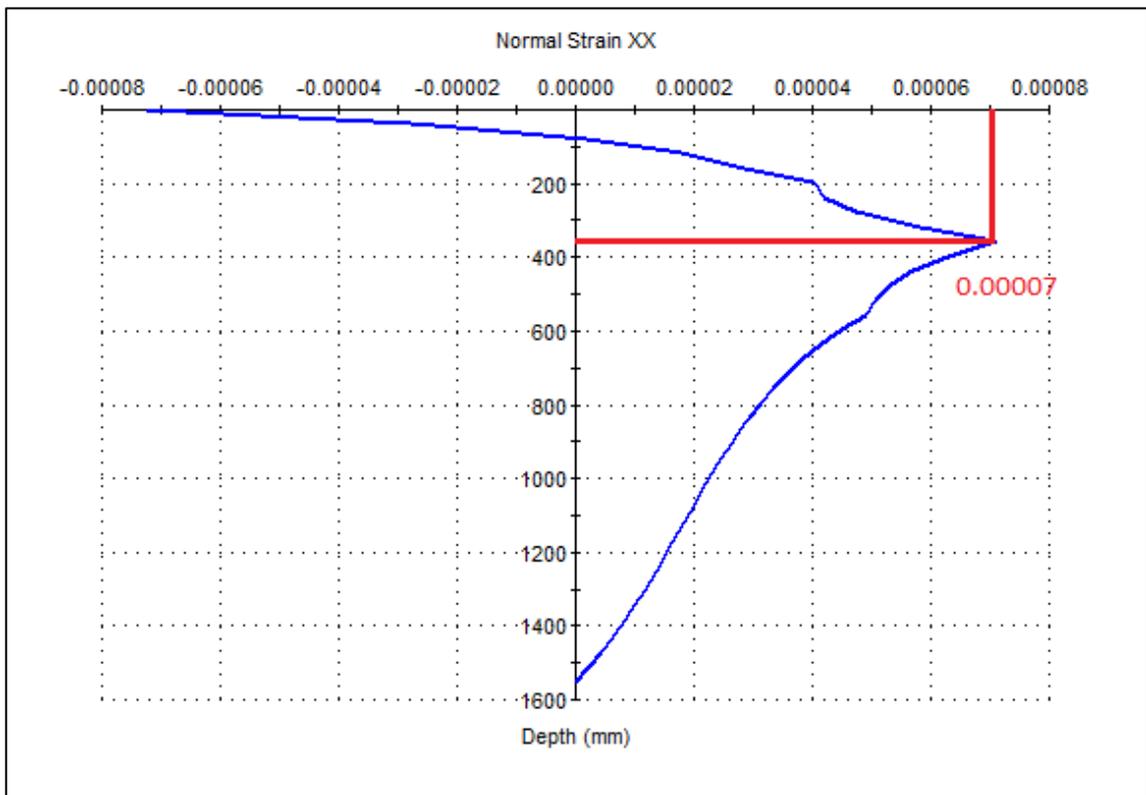


Figura 8.27: andamento grafico di ϵ_{xx}

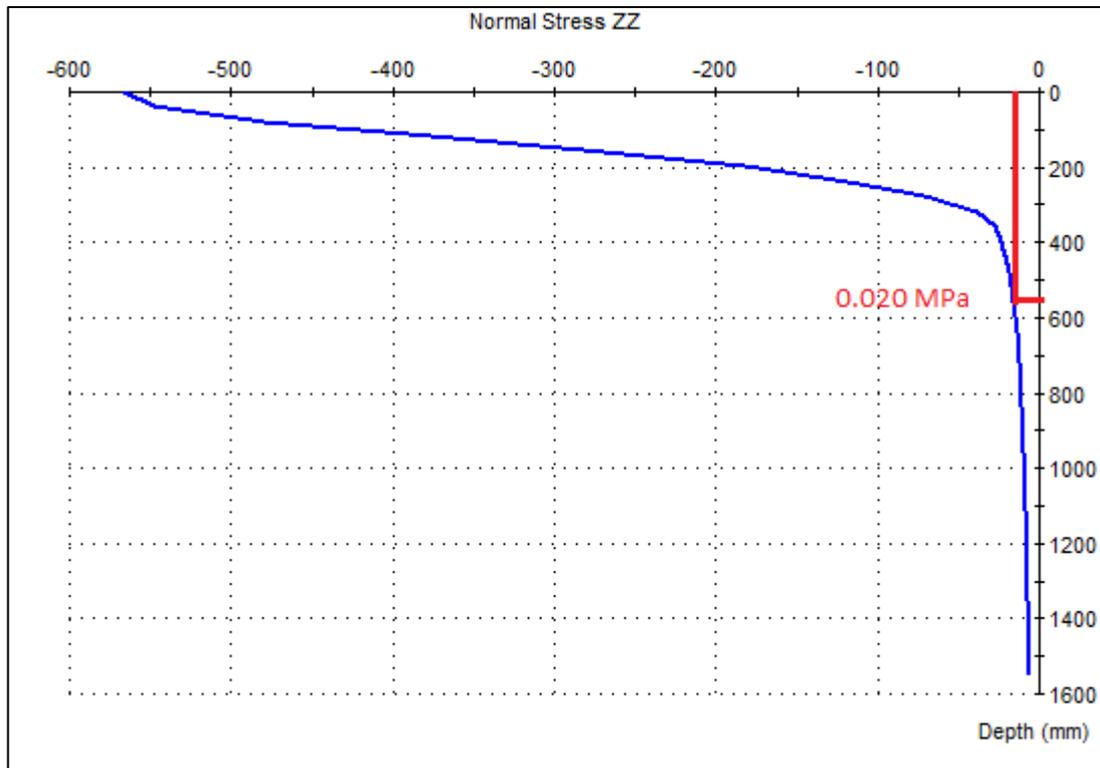


Figura 8.28: andamento grafico di σ_{zz}

Ricapitolando i parametri salienti della nostra pavimentazione sono:

1. $U_{zz}=0.13$ mm
2. $E_{xx}=0.00007$ mm
3. $\sum_{zz}=0.020$ MPa

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.13$ mm e $U_{max}=1.326$ mm . quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0.00007$

Da cui $N_1 = 3478592253$

Ed essendo $N_{des} = 10000000$ per 10 anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N_2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N_2 = 10^{45.7}$ sicuramente verificato.

8.3.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldata a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro di N_1 dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack. Poiché con l'installazione del materiale di rinforzo la nostra pavimentazione ha subito un aumento di vita utile di 1.85 allora avremo che:

$$N_1^* = 1.85 * N_1 = 6435395668$$

Dalla formula inversa si ricava che $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.00006$

Per iterazione ora si deve trovare una configurazione tale per cui avremo questa deformazione massima o lungo l'asse x o lungo l'asse y con questo valore qui andando ad agire sul modulo di resistenza di ogni singolo strato.

La configurazione prescelta per avere la stessa vita utile dovuta all'installazione del materiale di rinforzo è riportata in figura

Phase 1				Material	E-M
Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio		
AC	200	4000	0.35		
C1	150	2500	0.35		
G7	200	250	0.35		
Soil	1000	160	0.35		

Climatic Region	Wet	Terminal rut	20 mm
Road Category	B	Design Traffic class	ES3

Figura 8.29: configurazione modificata della pavimentazione



Figura 8.30: andamento grafico di ϵ_{xx} della pavimentazione modificata

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	40	Bound Pavement Thickness (mm)	150
Radius (mm)	150	Bound Pavement Stiffness (MPa)	2500
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0.1
Axles in 1st year (million)	0.5	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	1	Crack Width Factor	0.5
Overlay Thickness (mm)	200	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	4000	Sub-base Thickness (mm)	200
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	250
		Subgrade Stiffness (MPa)	160
Grid Depth (mm)	195	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	45	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	4
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 8.31: dati di input della nuova struttura con Olcrack

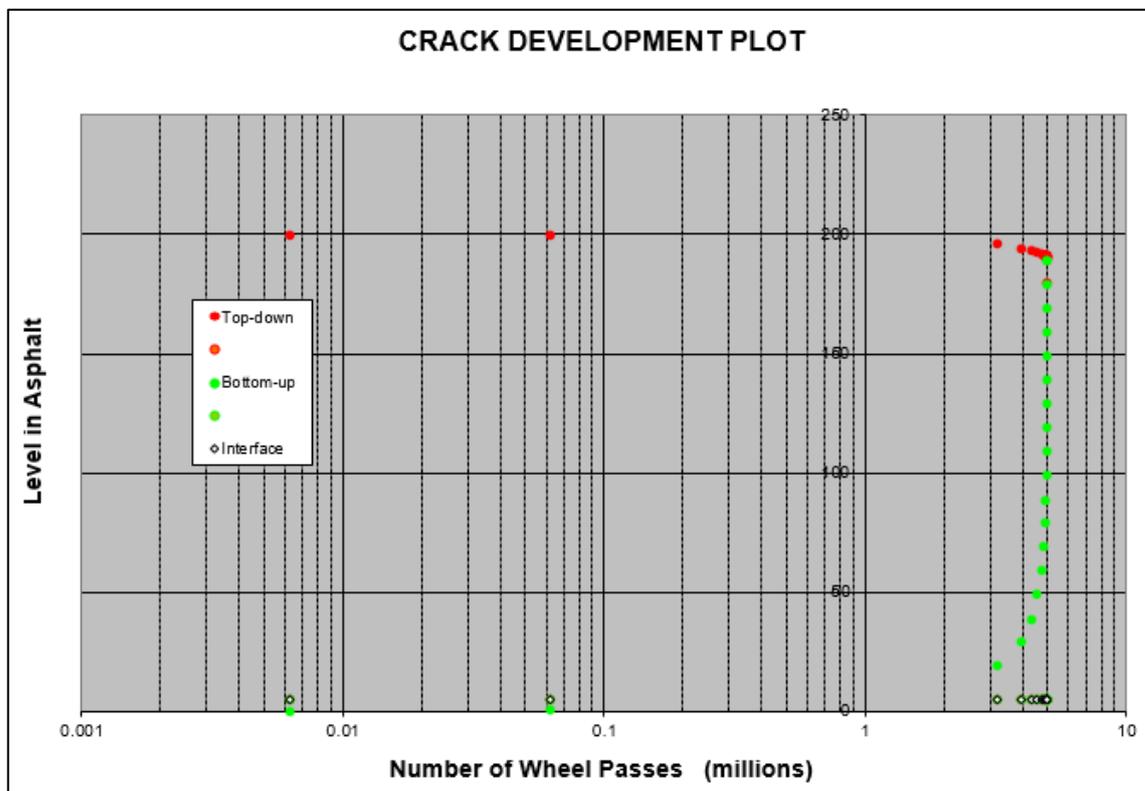


Figura 8.32: propagazione fratture Bottom-UP e top-down della nuova struttura

Il software Olcrack ci restituisce una vita utile riferita alla nuova configurazione di 4.96 milioni assi sottostimando 0.21 milioni di assi rispetto alla configurazione con la presenza del materiale di rinforzo (-0.04%). Rispetto al caso precedente non vi è nessuna discrepanza persino rispetto al software Alize.

8.4 Ivato international airport

Si vuol ricreare la pavimentazione presente nell'intervento all'Ivato international airport con il software MePADS.

	Thickness [mm]	Poisson's ratio	Stiffness [MPa]
Overlay	80	0,35	3500
Base	300		600
Sub Base	500		300
Subgrade			120

Figura 8.33: struttura della pavimentazione della taxiway all'Ivato international airport

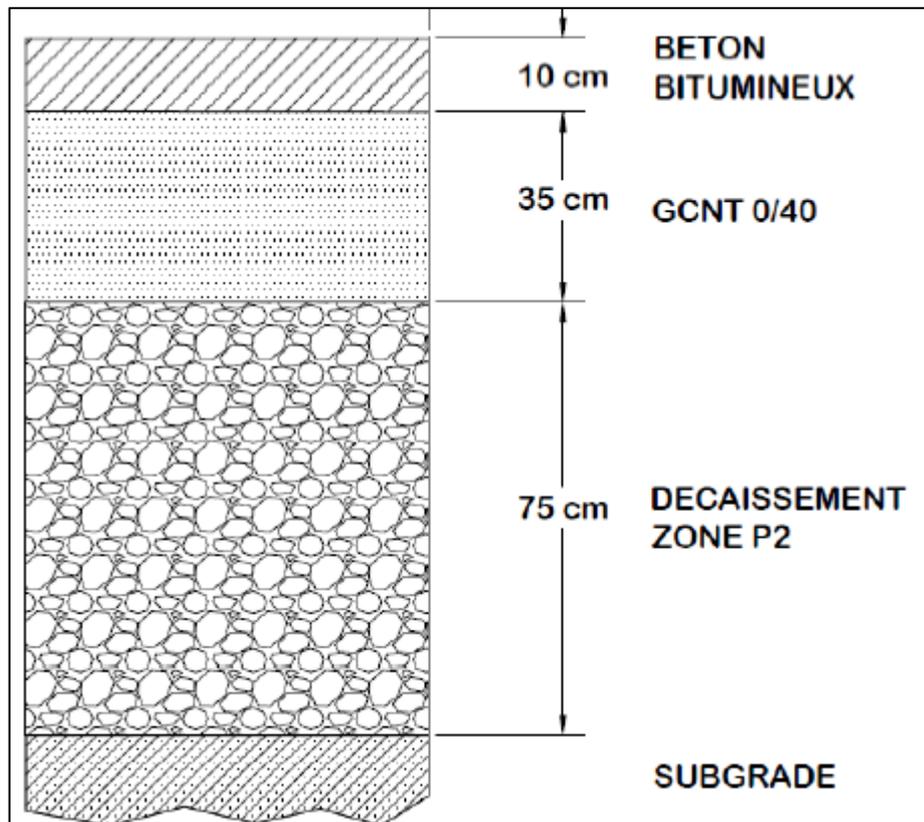


Figura 8.34: stratigrafia della pavimentazione dell'aeroporto di Antananarivo

8.4.1 Situazione pre-intervento

Per poter effettuare i calcoli sulla pavimentazione oggetto di studio dobbiamo ricreare la stratigrafia della pavimentazione con la scelta dei materiali, lo spessore, il modulo di rigidità e il modulo di Poisson.

Abbiamo un'unica fase concernente la rottura.

Per la pavimentazione della taxiway dell'Ivato international airport si è scelto :

1. Materiale di usura: AC strato di asfalto standard
2. Binder: G4 natural grave (ghiaia-pietrisco non trattato)
3. Strato di base: G1 grave crushed soil (misto di cava e fiumi)
4. Sottofondo-soil

Si è scelto il clima umido poiché la zona di Antananarivo rientra nella classificazione di clima tropicale mitigato però dall'altitudine. L'ormaiamento massimo ammissibile è stato considerato di 20 mm ed inoltre la categoria della strada è la categoria d ovvero strada rurale a basso traffico poiché il TGM medio è di circa 10 aerei tale per cui si possa rientrare nella classe di traffico di progetto ES3,003.

Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	100	3500	0.35
G4	350	600	0.35
G1	750	300	0.35
Soil	1000	120	0.35

Climatic Region: Wet
 Road Category: D
 Terminal rut: 20 mm
 Design Traffic class: ES0,003

Figura 8.35: stratigrafia della pavimentazione su software mePADS

Il passo successivo è stato di definire il carico di progetto con i dati a disposizione:

1. Carico singolo su ruota: 148 KN
2. Pressione: 123.7 bar

Load definition

No of loads: 1 (Std. Loads) Position

Single Load (kN) Pressure Radius X Y

148 123.7 617.122 0 0

Figura 8.36: definizione del carico su software mePADS

Una volta inseriti questi dati il software ci restituisce i grafici di tutti i parametri meccanici della pavimentazione ed ora siamo in grado di effettuare le verifiche.

I grafici con i parametri salienti per la nostra pavimentazione sono tre.



Figura 8.37: andamento grafico di u_{zz}

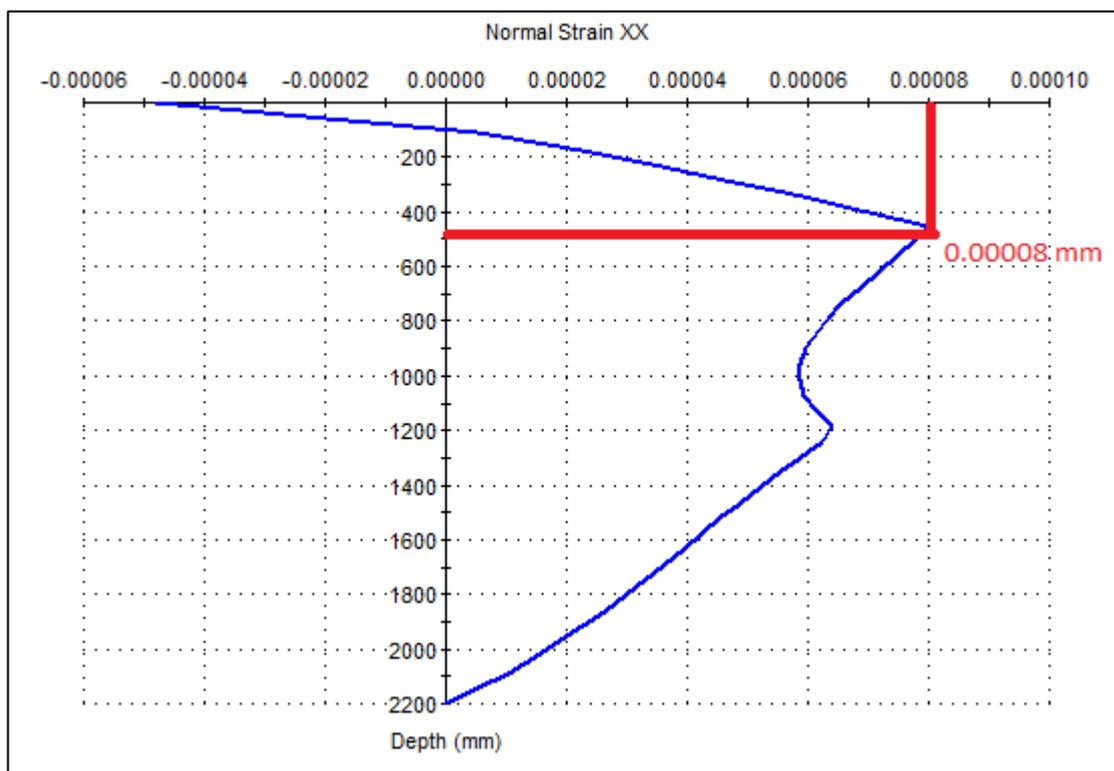


Figura 8.38: andamento grafico di ϵ_{xx}

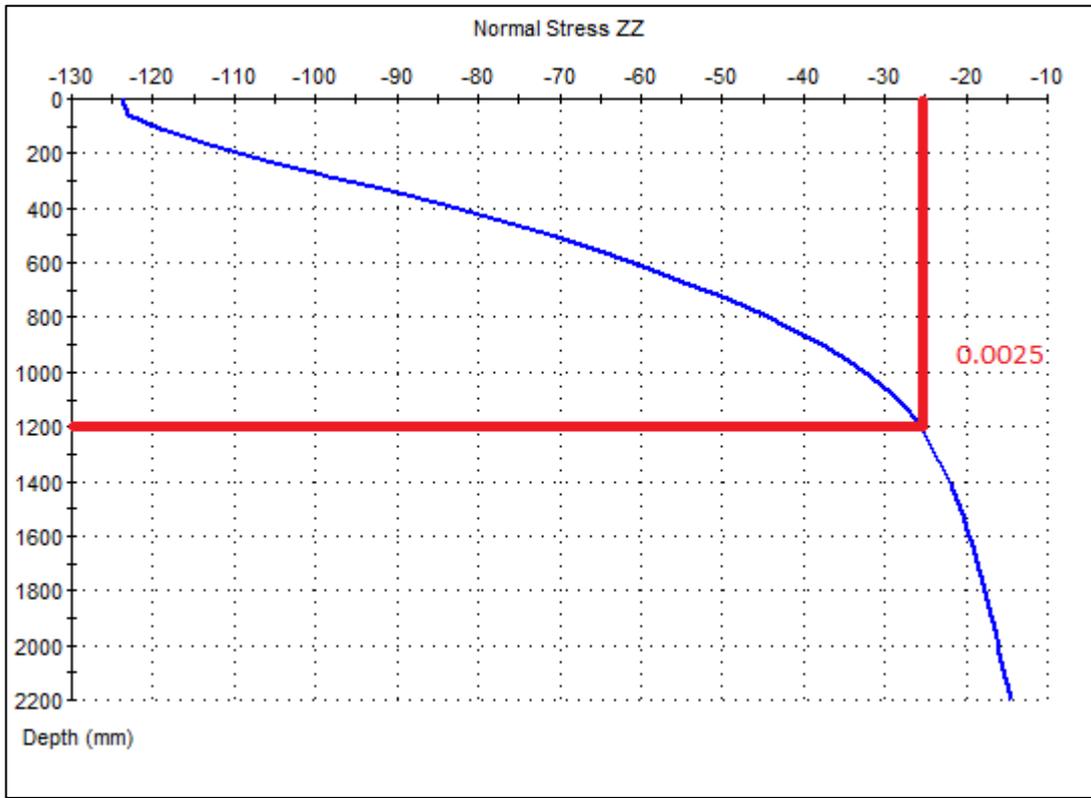


Figura 8.39: andamento grafico di σ_{zz}

Ricapitolando i parametri salienti della nostra pavimentazione sono:

1. $U_{zz}=0.32$ mm
2. $E_{xx}=0.00008$ mm
3. $\sum_{zz}=0.025$ MPa

1° verifica

$$U_{zz}(P1) < U_{max}$$

Con $U_{max} = 0.17 - 0.026 * \log(n)$

Nel nostro caso $U_{zz}=0.32$ mm e $U_{max}=1.18$ mm . quindi è verificato.

2° verifica

$$N1 = \left(\frac{0.017}{\max\{\epsilon_{xx}^{p2}, \epsilon_{yy}^{p2}, \epsilon_{xx}^{p3}, \epsilon_{yy}^{p3}, \epsilon_{xx}^{p4}, \epsilon_{yy}^{p4}\}} \right)^4$$

Nel nostro caso $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} = 0.00008$

Da cui $N1 = 2039086914$

Ed essendo $N_{des} = 5$ anni di vita utile la 2° verificata è verificata.

3° verifica

$$N2 = 10^{\frac{0.006E_0 - \sigma_{zz}}{0.7\sigma_{zz}}}$$

Nel nostro caso $N2 = 10^{39.7}$ sicuramente verificato.

8.4.2 Situazione post-intervento

Per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della griglia di fibra di vetro come geosintetico di rinforzo e del geosintetico tessuto non tessuto con funzione di separazione e della conseguente diminuzione dello spessore totale della pavimentazione con la stessa vita utile si è scelto di aumentare il modulo di rigidità dei singoli strati pur mantenendo sempre una $\max\{\varepsilon_{xx}^{p2}, \varepsilon_{yy}^{p2}, \varepsilon_{xx}^{p3}, \varepsilon_{yy}^{p3}, \varepsilon_{xx}^{p4}, \varepsilon_{yy}^{p4}\} = 0.00008$.

Per iterazione si è giunto ad una pavimentazione di questo tipo:

Phase 1			
Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	80	3500	0.35
G4	300	750	0.35
G1	500	400	0.35
Soil	1000	140	0.35

Climatic Region	Wet	Terminal rut	20 mm
Road Category	D	Design Traffic class	ES0,003

Figura 8.40: stratigrafia della pavimentazione modificata

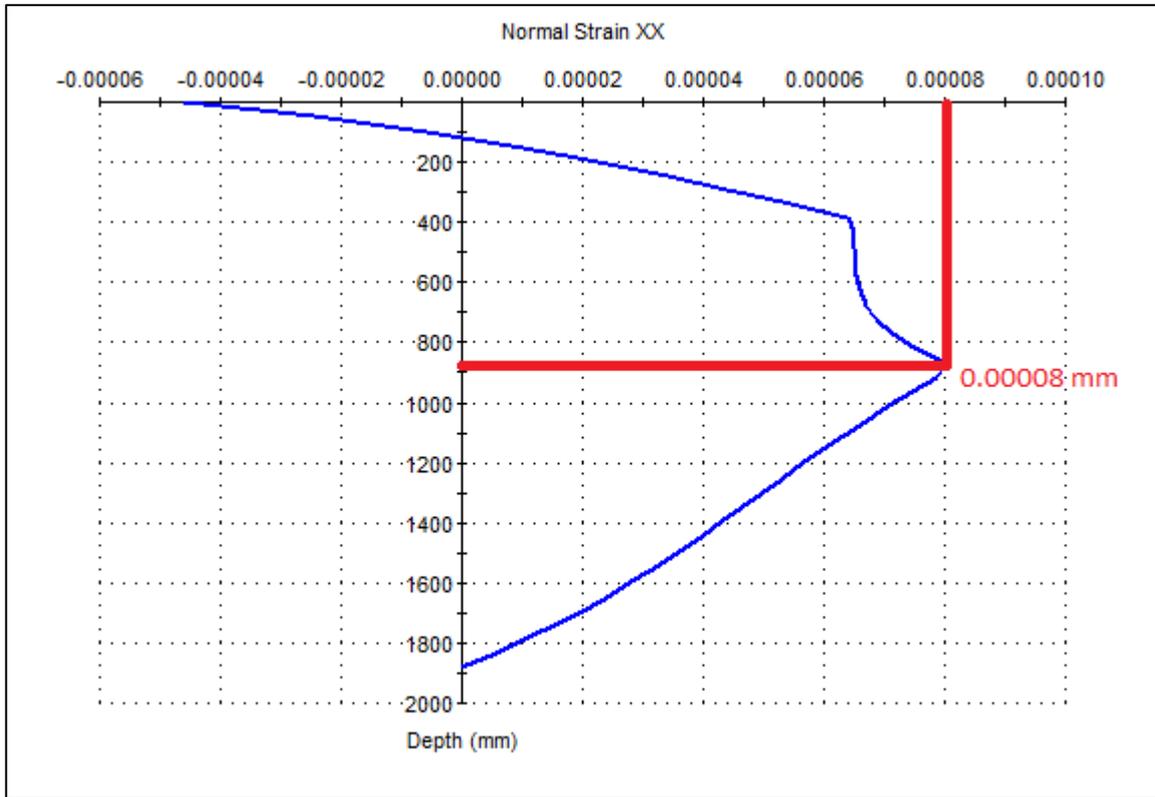


Figura 8.41: andamento grafico di ϵ_{xx} della pavimentazione modificata

Per una completa disamina della situazione post-intervento si è scelto di inserire i nuovi dati della pavimentazione sul software Olcrack per poter vedere le discrepanze tra i due software sull'aumento della vita utile.

Data Input			
Load (kN)	148	Bound Pavement Thickness (m)	300
Radius (mm)	617	Bound Pavement Stiffness (MPa)	750
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	100
Axes in 1st year (million)	0.0028	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	1000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	80	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	3500	Sub-base Thickness (mm)	500
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	400
		Subgrade Stiffness (MPa)	140
Grid Depth (mm)	79	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1000
Strand Spacing (mm)	25	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	25	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	2.5		
(= typical strand perimeter / pi)		Surface Hardening Effect	
Strand/bitumen adhesion (MPa)	1	Penetration loss per year (%)	5
Interface Stiffness (MPa/mm)	36	Depth of hardening effect (mm)	30
(1000 = perfect bond)			
Grid Strength (kN/m)	100	Grid Proximity Effect	
Minimum dimensions of structural element of grid:		Fatigue shift factor at grid	2
Breadth (mm)	2.4	Extent of effect above grid	20
Depth (mm)	2.4	Extent of effect below grid	20

Figura 8.42: dati di input del software Olcrack

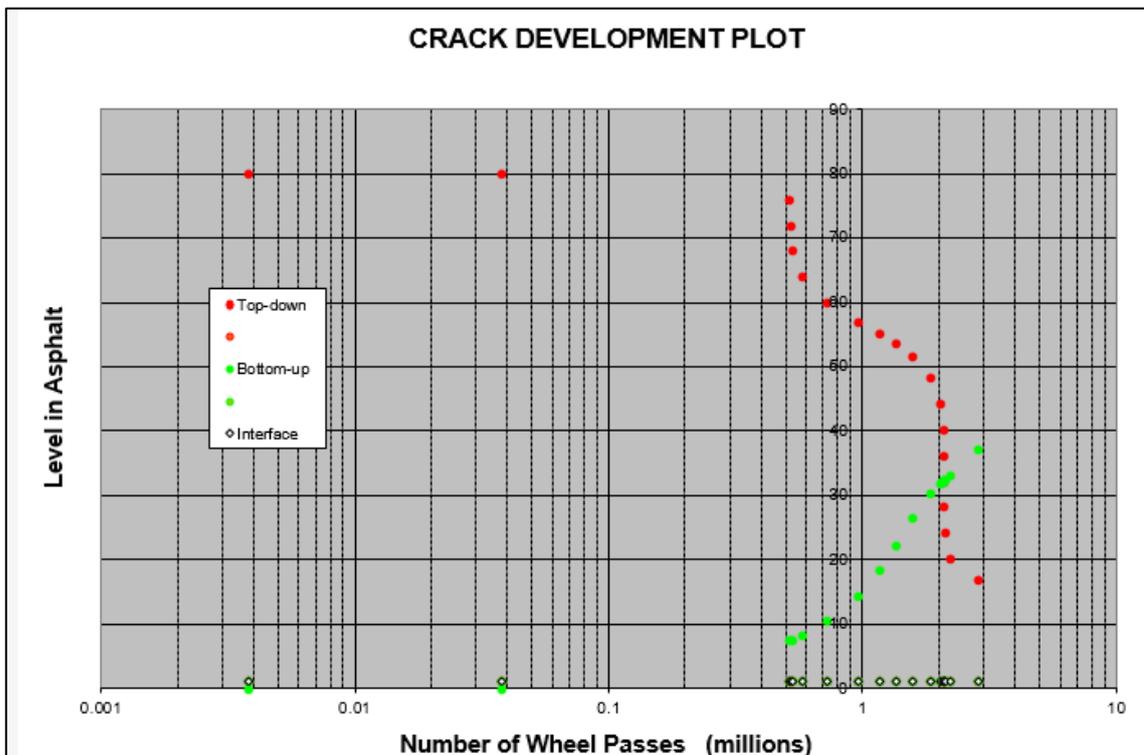


Figura 8.43: propagazione fratture Bottom-UP e top-down della nuova struttura

Il software Olcrack ci restituisce una vita utile riferita alla nuova configurazione di 2.1 milioni assi sottostimando di 0.3 milioni di assi rispetto alla configurazione con la presenza del materiale di rinforzo (-13.22%).

8.5 Analisi risultati

Per poter effettuare una completa disanima sui risultati ottenuti si è costruita una tabella riepilogativa:

Colonna1	usura	binder	base	sottofond	usura2	binder2	base	sottofond	usura3	binder3	base2	sottofond
malpensa	oxford				madagascar							
Modulo di rigidezza (Mpa)												
	usura	binder	base	sottofondo	usura	binder	base	sottofondo	usura	binder	base	sottofondo
Alize	4430	1130	500	200	4000	2500	250	160	4000	1200	650	330
mePADS	5500	2500	500	200	4000	2500	250	160	3500	750	400	140

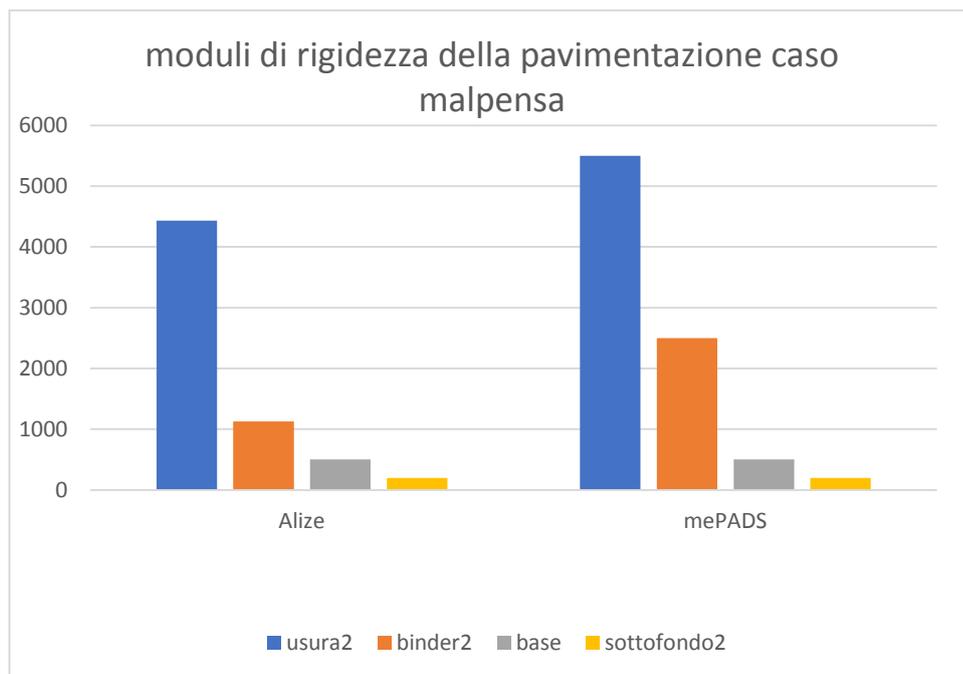


Figura 8.44: Confronto dei vari moduli di rigidezza del primo caso di studio

Nel caso studio di Malpensa vi è una discrepanza tra i moduli di rigidezza dei due strati di usura e soprattutto dei due strati di binder mentre per quanto riguarda i moduli di rigidezza dei due strati più profondi essi sono identici.

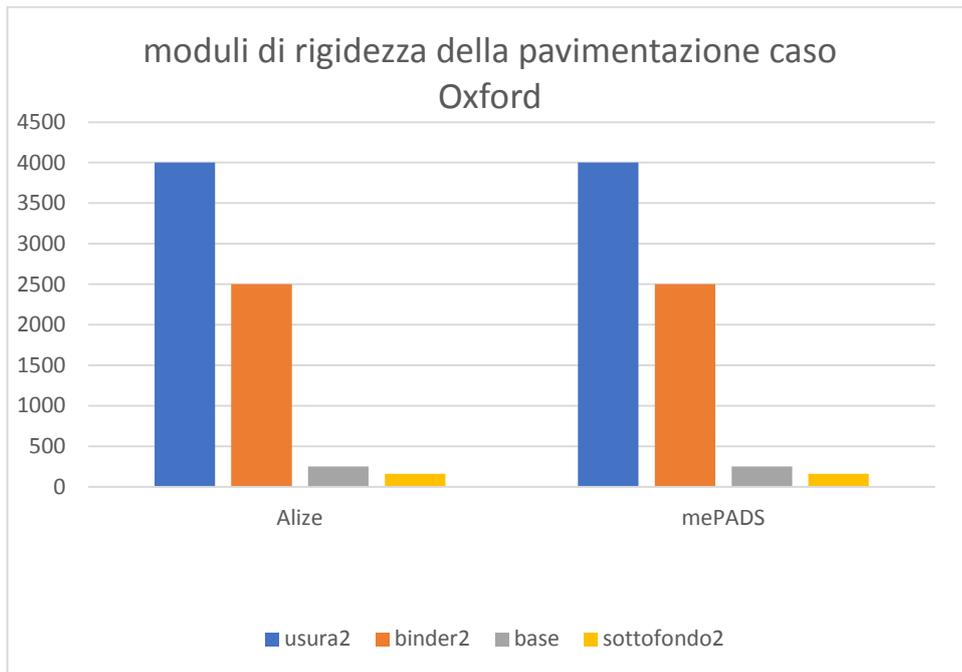


Figura 8.45: Confronto dei vari moduli di rigidezza del secondo caso di studio

Nel caso studio di Oxford le configurazioni dei due software sono identiche sia per quanto riguarda lo spessore che soprattutto per i vari moduli di rigidezza.

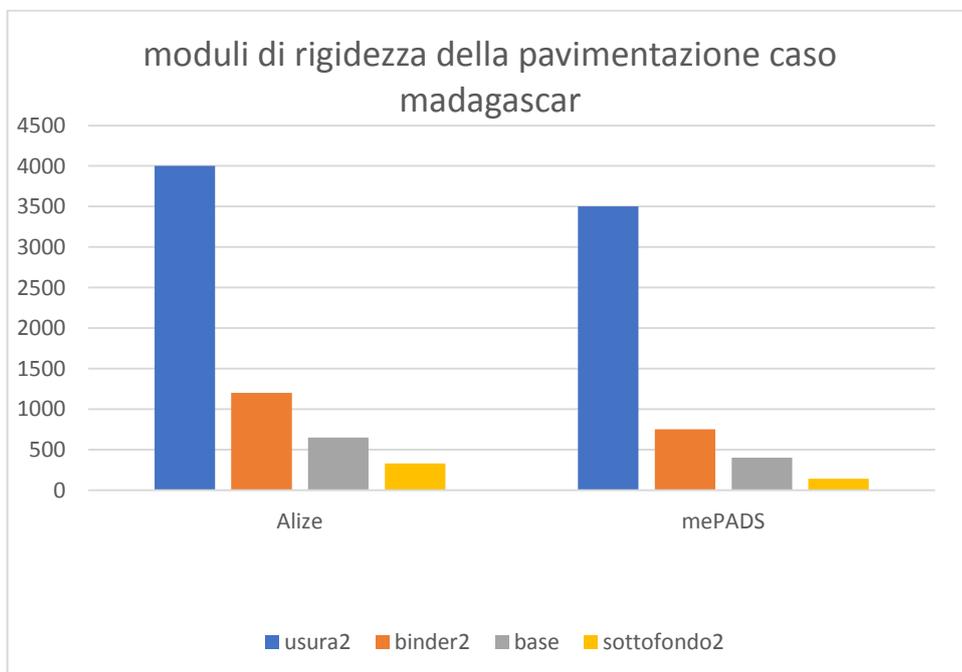


Figura 8.46: Confronto dei vari moduli di rigidezza del terzo caso di studio

Nel caso studio dell'aeroporto internazionale di Antananarivo vi sono forti discrepanze tra i vari moduli di rigidezza dei quattro strati componenti la pavimentazione stradale.

L'ultima analisi riguarda il confronto tra i tre software fino ad ora utilizzati.

Per poter effettuare un confronto diretto si è scelto di riportare le configurazioni con strati più rigidi trovati coi software Alize e mePADS nel software Olcrack e trovare le varie vite utili e confrontarla con la vita utile ottenuta col software Olcrack tenendo considerazione dell'installazione del materiale di rinforzo.

Tabella riepilogativa:

Colonna1	vita utile Malpensa (mil assi)	vita utile Oxford (mil assi)	vita utile Madagascar (mil assi)
Olcrack	1.88	5.17	2.42
Alize	1.65	4.96	10.46
mePADS	28	4.96	2.1

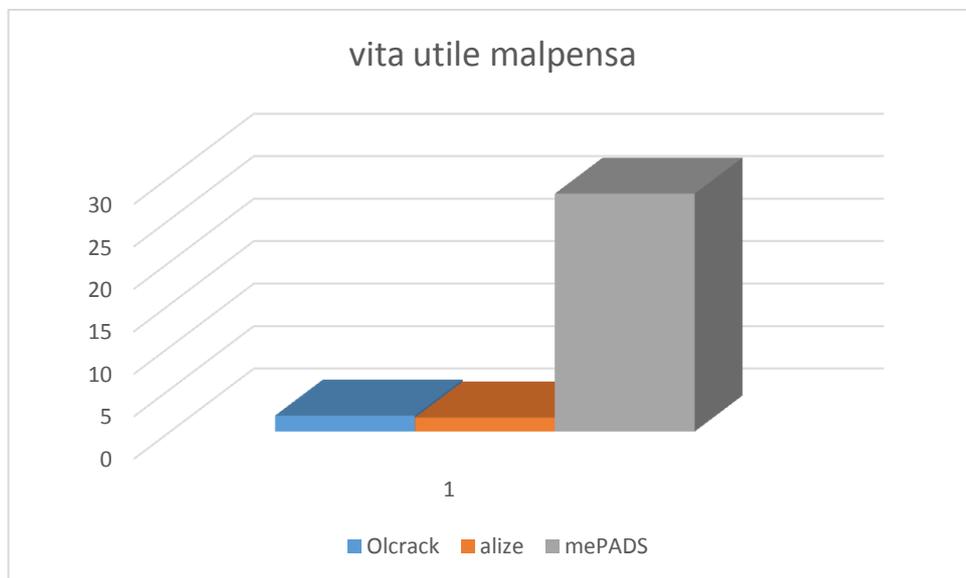


Figura 8.47: vita utile ottenuta con i tre software nel caso Malpensa

Il software di Alize presenta solo una riduzione del 12.2% mentre il software mePADS presenta un aumento di vita utile addirittura del +1390%

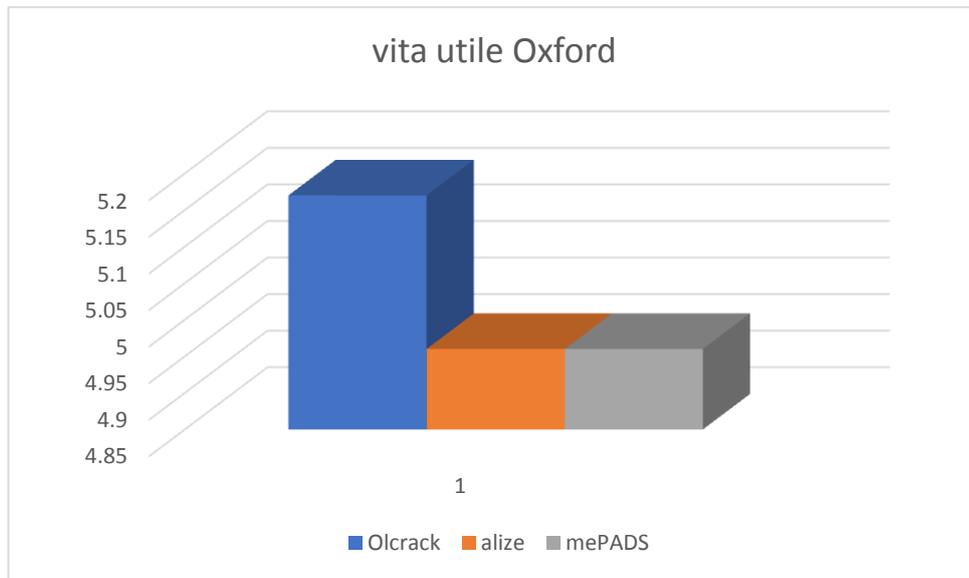


Figura 8.48: vita utile ottenuta con i tre software nel caso Oxford

In questo caso la discrepanza tra i tre software è minima tale per cui si può considerare trascurabile.

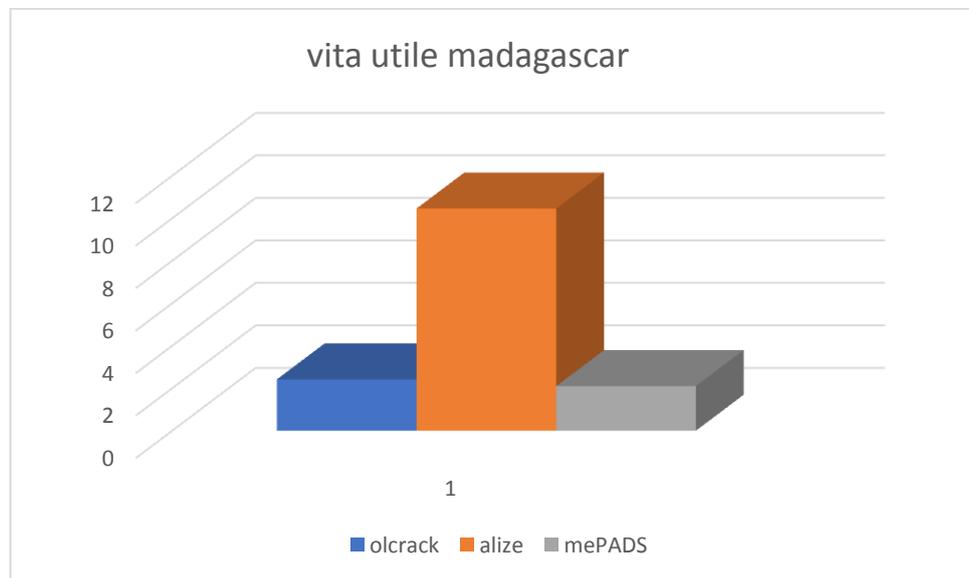


Figura 8.49: vita utile ottenuta con i tre software nel caso Madagascar

In questo caso di studio il software Alize non riesce a modellizzare correttamente la presenza del geosintetico con funzione di rinforzo (+332% di vita utile) mentre il software mePADS risulta in linea con i risultati del software Olcrack (solo -13.2% di diminuzione vita utile).

9. Analisi costi-benefici

9.1 Introduzione

Per poter effettuare un'analisi costi-benefici esauriente e completa di tutti i casi reali studiati si è proceduto con il confronto economico tra la soluzione progettuale zero, ovvero la soluzione con l'installazione del geosintetico o del materiale di rinforzo (costo dell'installazione e della materia prima del geosintetico dell'azienda **Maccaferri officine**), con le soluzioni progettuali alternative.

Le soluzioni progettuali alternativi sono di tre tipi:

- Adozione di bitumi modificati hard in luogo di bitumi tal quale per l'aumento della rigidità dei vari strati senza l'installazione del geosintetico o del materiale di rinforzo (per poter pareggiare l'aumento di vita utile della pavimentazione)
- costo della manutenzione (ipotizzata) non eseguita per via dell'aumento della vita utile della pavimentazione con l'installazione del geosintetico
- riduzione degli spessori del pacchetto stradale a fronte dell'installazione del geosintetico stesso

Tutti i prezzi per il calcolo del costo delle alternative progettuali sono stati presi dal prezzario ANAS 2017 e dal prezzario dell'azienda Pragma anche se gli interventi non sono afferenti a codesti prezzari.

Casi reali studiati

9.2 Strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa

9.2.1 Soluzione progettuale zero (installazione del geosintetico)

L'intervento sulla strada perimetrale all'aeroporto di Malpensa consta nell'installazione di 1500 m^2 di materiale di rinforzo commercialmente conosciuto come **ROADMESH L** ovvero rete metallica a doppia torsione.

Per calcolare il costo dell'intervento si è ipotizzato un costo per m^2 del materiale di rinforzo di 9 € comprensivo di costo del materiale, costo della manodopera e costo della mano d'attacco per il collegamento perfetto tra gli strati. Considerata l'estensione dell'intervento e il costo unitario il costo totale della soluzione progettuale zero è di 13500€.

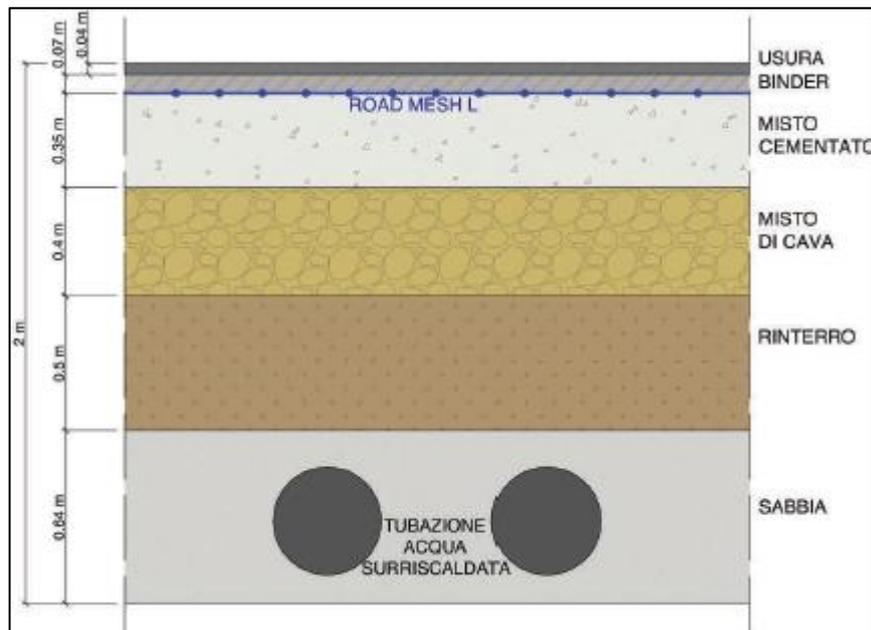


Figura 9.1: stratigrafia della pavimentazione "Malpensa"

9.2.2 Soluzione progettuale uno (aumento della rigidità dei vari strati)

Per poter calcolare l'aumento della rigidità dei vari strati rispetto alla soluzione progettuale zero si è scelto di inserire valori di rigidità sempre più alti nello strato di overlay e di bound nei software Olcrack Alize e mePADS fino ad andare a raggiungere una vita utile di 1.88 milioni di assi da 52 KN per iterazione.

Per il software Olcrack si è trovata una configurazione meccanica degli strati di questa tipologia per poter raggiungere una vita utile di 1.88 milioni di assi.

Data Input			
Load (kN)	51	Bound Pavement Thickness (m)	350
Radius (mm)	200	Bound Pavement Stiffness (MPa)	1130
Std Dev of Wheel Track (m)	0.15	Crack Spacing (m)	0
Axles in 1st year (million)	0.15	Crack Shear Modulus (MN/m ³)	10000
Growth rate (%)	0	Crack Width Factor	1
Overlay Thickness (mm)	110	(1 = tightly closed; 0 = fully open)	
Overlay Stiffness (MPa)	5500	Sub-base Thickness (mm)	400
Poisson's Ratio	0.35	Sub-base Stiffness (MPa)	500
		Subgrade Stiffness (MPa)	200
Grid Depth (mm)	109	Indirect Tensile Fatigue Test Data	
Grid Stiffness (MN/m)	0	Strain for failure at N=1	1500
Strand Spacing (mm)	85	Slope of fatigue characteristic	0.25
Cross strand spacing (mm)	85	Specimen diameter (mm)	100
Strand Effective Diameter (mm)	3.4	Surface Hardening Effect	
(= typical strand perimeter / pi)		Penetration loss per year (%)	5
Strand/bitumen adhesion (MPa)	10	Depth of hardening effect (mm)	30
Interface Stiffness (MPa/mm)	100	Grid Proximity Effect	
(1000 = perfect bond)		Fatigue shift factor at grid	1
Grid Strength (kN/m)	40	Extent of effect above grid	20
Minimum dimensions of structural element of grid:		Extent of effect below grid	20
Breadth (mm)	2.4		
Depth (mm)	2.4		

Figura 9.2: dati di input della nuova pavimentazione con strati più rigidi della soluzione progettuale zero nel software Olcrack

Per quanto riguarda il software Alize invece per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldata a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro di N1 dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack tale per cui avremo lo stesso risultato ottenuto nel paragrafo 7.2.2:

thick. (m)	modulus (MPa)	Poisson coeff.	Zcalcul (m)	EpsX (μdef)	EpsY (μdef)	EpsZ (μdef)
0,110	4430,0	0,350	0,000	113,1	113,1	-30,3
	bonded		0,110	-90,1	-90,1	154,1
0,350	1130,0	0,350	0,110	-90,1	-90,1	320,8
	bonded		0,460	-52,9	-52,9	89,1
0,400	500,0	0,350	0,460	-52,9	-52,9	129,6
	bonded		0,860	-32,6	-32,6	54,3
infinite	200,0	0,350	0,860	-32,6	-32,6	83,2

Figura 9.3: dati di input della nuova pavimentazione con strati più rigidi della soluzione progettuale zero nel software Alize

Per quanto riguarda il software mePADS invece per poter modellizzare l'effetto dell'installazione della rete elettrosaldata a doppia torsione si è deciso di aumentare il parametro

di N1 dello stesso valore di aumento della vita utile della pavimentazione ottenuto con il software Olcrack tale per cui avremo lo stesso risultato ottenuto nel paragrafo 8.2.2:

Material	Thickness	E-Modulus	Poisson's Ratio
AC	110	5500	0.35
C1	350	2500	0.35
G7	400	500	0.35
Soil	1140	200	0.35

Climatic Region	Moderate	Terminal rut	10 mm
Road Category	D	Design Traffic class	ES0,003

Figura 9.4: dati di input della nuova pavimentazione con strati più rigidi della soluzione progettuale zero nel software mePADS

Per una completa visione si è deciso di tabellare tutti i valori di rigidezza degli strati ottenuti con i vari software e di calcolare la media di essi

rigidezza strato Mpa	Olcrack	Alize	mePADS	Media rigidezza
overlay	5500	4430	5500	5143.333333
bound	1130	1130	2500	1586.666667
base	500	500	500	500
subbase	200	200	200	200

Tabella 9.1: rigidezza ottenuta con i vari software e media

Per poter calcolare il costo effettivo dell'aumento di rigidezza negli strati di ricarica si è deciso di sottrarre il costo dello strato di usura modificato hard al costo dello strato di usura tal quale. Per quanto riguarda lo strato di usura si ha:

<p>STRATO DI USURA TIPO A (4-6 CM) CON IMPIEGO DI ARGILLA ESPANSA fornitura e posa in opera di conglomerato bituminoso per strato di usura tipo A (4-6 cm), provvisto di marchiatura CE, con impiego di argilla espansa secondo le prescrizioni del CSA. Gli inerti dovranno rispondere ai requisiti relativi alla voce D.01.024 mentre l'argilla espansa dovrà essere contenuta nella percentuale compresa tra il 9 e il 12 % in peso nella miscela e rispondere ai requisiti descritti nel CSA. Potrà essere previsto impiego di fresato idoneo nella percentuale massima del 15% unito all'impiego di additivi rigeneranti nelle quantità descritte nel CSA. La miscela dovrà essere stesa con idonee vibrofinitrici e compattata con rulli di idonea massa fino ad ottenere un piano di posa omogeneo e regolare; è compresa la fornitura di ogni materiale, lavorazione ed ogni altro onere per dare il lavoro compiuto a perfetta regola d'arte misurato in opera dopo costipamento. È esclusa la mano d'attacco da pagarsi con le relative voci di elenco</p>				
<p>----- - CON BITUME TAL QUALE la miscela dovrà essere impastata a caldo in idonei impianti, con bitume nella percentuale (in peso sulla miscela) compreso tra 5,7% e 6,6%, con valore di Palla e Anello compreso tra 45 e 60 °C e Penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm PER METRO CUBO COMPATTATO</p>	m³	166,28	12,81 %	*
<p>----- - CON BITUME MODIFICATO SOFT il bitume, nella percentuale (in peso sulla miscela) compreso tra 5,7% e 6,6%, dovrà essere modificato Soft con polimeri elastomerici tipo SBSr e/o SBSl in appositi impianti, avente valore di Palla e Anello compreso tra 60 e 80 °C e Penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm e comunque con caratteristiche rispondenti al CSA PER METRO CUBO COMPATTATO</p>	m³	177,93	11,97 %	*
<p>----- - CON BITUME MODIFICATO HARD il bitume, nella percentuale (in peso sulla miscela) compreso tra 5,7% e 6,6%, dovrà essere modificato con polimeri elastomerici tipo SBSr e/o SBSl in appositi impianti, avente valore di Palla e Anello compreso tra 70 e 90 °C e Penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm e comunque con caratteristiche rispondenti al CSA PER METRO CUBO COMPATTATO</p>	m³	184,58	11,54 %	*

Figura 9.5: prezzario ANAS 2017 con le voci riguardanti lo strato di usura

Il costo di uno strato di usura di tipo A (4-6 cm) con impiego di argilla espansa con bitume modificato hard è di 184.58€ al m^3 .

Il costo di uno strato di usura di tipo A (4-6 cm) con impiego di argilla espansa con bitume tal quale è di 166.28€ al m^3 per cui la differenza tra i due materiali è di 18.3€.

Per quanto riguarda lo strato di binder si ha:

<p>STRATO BASEBINDER</p> <p>fornitura e posa in opera di conglomerato bituminoso per strato di basebinder, provvisto di marchiature CE, secondo le prescrizioni del CSA.</p> <p>Miscela costituita da inerti (pietrischi) provenienti dalla frantumazione di rocce naturali; nel caso di impiego di inerti provenienti da depositi alluvionali, questi non potranno superare la quantità del 50%, gli inerti provenienti dalla frantumazione di rocce alluvionali dovranno essere per almeno il 70% in peso inerti privi di facce tonde.</p> <p>Gli aggregati dovranno risultare puliti ed avere valore Los Angeles < 25 (LA25).</p> <p>Potrà essere previsto impiego di fresato idoneo nella percentuale massima del 25% unito all'impiego di additivi rigeneranti nelle quantità descritte nel CSA.</p> <p>La miscela dovrà essere stesa con idonee vibrofinitrici e compattata con rulli di idonea massa fino ad ottenere un piano di posa omogeneo e regolare; è compresa la fornitura di ogni materiale, lavorazione ed ogni altro onere per dare il lavoro compiuto a perfetta regola d'arte misurato in opera dopo costipamento.</p> <p>È esclusa la mano d'attacco da pagarsi con le relative voci di elenco</p>				
<p>- CON BITUME MODIFICATO TAL QUALE</p> <p>la miscela dovrà essere impastata a caldo in idonei impianti, con bitume nella percentuale (in peso sulla miscela) compreso tra 4,0% e 5,3%, con valore di Palla e Anello compreso tra 45 e 60 °C e Penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm</p>	m ³	122,47	11,94 %	*
<p>- CON BITUME MODIFICATO HARD</p> <p>il bitume, nella percentuale (in peso sulla miscela) compreso tra 4,0% e 5,3%, dovrà essere modificato Hard con polimeri elastomerici tipo SBSr e/o SBSI in appositi impianti, avente valore di Palla e Anello compreso tra 70 e 90 °C e Penetrazione compresa tra 50 e 70 dmm e comunque con caratteristiche rispondenti al CSA</p>	m ³	140,25	10,43 %	*

Figura 9.6: prezzario ANAS 2017 con le voci riguardanti lo strato di binder

Il costo di uno strato di base binder con bitume modificato hard è di 140.25€ al m³.

Il costo di uno strato di base binder con bitume tal quale è di 122.47€ al m³ per cui la differenza tra i due materiali è di 22.36€.

Per quanto riguarda lo strato di fondazione si ha:

<p>FONDAZIONE STRADALE IN MISTO CEMENTATO</p> <p>da stendere con vibrofinitrice, con spessori compresi tra 20 e 30 cm, costituito da una miscela (inerti, acqua e cemento) realizzata secondo il CSA, compreso l'onere del successivo spandimento sulla superficie dello strato di una mano di emulsione bituminosa in ragione di 1-2 kg/mq, compresa la fornitura dei materiali, lavorazione e costipamento dello strato con idonee attrezzature ed ogni altro onere per dare il lavoro compiuto secondo le modalità prescritte, misurato in opera dopo il costipamento</p>	m ³	40,32	22,51 %	
<p>FONDAZIONE STRADALE IN MISTO GRANULARE STABILIZZATO</p> <p>con granulometria continua, compresa la fornitura del materiale, l'eventuale aggiunta di acqua, la compattazione con idonei rulli vibranti di idoneo peso, il tutto secondo le prescrizioni del CSA. È compresa la fornitura, la posa in opera, ogni fornitura, lavorazione ed onere per ottenere una lavoro a perfetta regola d'arte misurato in opera dopo il costipamento</p>				
<p>- PER AREA NORD. AO, TO, GE, MI, VE, TS, BO</p>	m ³	24,99	15,46 %	*

Figura 9.7: prezzario ANAS 2017 con le voci riguardanti lo strato di fondazione

Per quanto riguarda l'aumento di rigidità dello strato Bound si è scelto di aggiungere il costo della stabilizzazione a cemento della fondazione esistente

<p>STABILIZZAZIONE A CEMENTO O CALCE DI ESISTENTE FONDAZIONE stabilizzazione di strati di fondazione mediante lo spandimento (o l'aggiunta) di cemento o calce, miscelazione con idonee macchine (pulvimixer), aggiunta di acqua e se necessario inerti di integrazione per un max del 20% in peso e successiva compattazione mediante rulli vibranti di idoneo peso, e la spruzzatura di un velo di emulsione bituminosa in ragione di 0,8-1,2 kg/mq, il tutto secondo il CSA e compreso ogni altro onere per dare il lavoro compiuto a perfetta regola d'arte, misurato in opera dopo costipamento</p>	m ³	22,36	17,10 %
--	----------------	-------	---------

Figura 9.9: prezziario ANAS 2017 riguardante il costo della stabilizzazione a cemento

Il costo di stabilizzazione a cemento o calce di una esistente fondazione è di 24.99€ al m³.

Il costo per modificare lo strato di usura per tutta l'ampiezza dell'intervento è di 1098€.

Il costo per modificare lo strato di binder per tutta l'ampiezza dell'intervento è di 2347€.

Il costo per la stabilizzazione a cemento per lo strato di fondazione è di 11739€

Il costo della soluzione progettuale uno è di 15184€

9.2.3 Soluzione progettuale due (costo della manutenzione da non eseguire per via dell'aumento di vita utile)

La soluzione progettuale due consiste nel non applicare il materiale di rinforzo al tempo zero di intervento di ampliamento della strada perimetrale dell'aeroporto di Malpensa ma di eseguire la manutenzione ordinaria ipotizzata in 12 anni di vita utile, ovvero la durata della pavimentazione stradale rinforzata calcolata con il software Olcrack.

La manutenzione ordinaria considerata per questa soluzione progettuale consiste nel risanamento degli strati di usura e binder dopo 6 anni ipotizzato che questo intervento estenda di ulteriori 6 anni la vita utile della pavimentazione pareggiando così i 12 anni della vita utile della pavimentazione rinforzata.

Di conseguenza il costo di questo intervento è di 22836 € (9977€ per l'usura e 12859€ per il binder) ma da effettuare tra 6 anni. Onde per cui per poter confrontare i prezzi delle due soluzioni progettuali bisogna attualizzare il costo dell'investimento futuro con il tasso di inflazione medio. Il tasso di inflazione è stato ipotizzato costante in questi 6 anni e pari a quello di gennaio 2017 ovvero l'1%.

Si può affermare quindi che il *valore attuale* del costo della manutenzione tra 6 anni è di 24241€.

9.2.4 Soluzione progettuale tre (costo della manutenzione da non eseguire per via dell'aumento di vita utile)

La soluzione progettuale due consiste nel non applicare il materiale di rinforzo al tempo zero di intervento di ampliamento della strada perimetrale dell'aeroporto di Malpensa ma di eseguire la ciclica manutenzione ordinaria e straordinaria ipotizzata in 12 anni di vita utile, ovvero la durata della pavimentazione stradale rinforzata calcolata con il software Olcrack.

La manutenzione ordinaria considerata per questa soluzione progettuale consiste nel rifacimento del tappetino di usura dopo 4 anni e dopo ulteriori 8 anni di vita della pavimentazione pareggiando così i 12 anni della vita utile della pavimentazione rinforzata.

Di conseguenza il costo di questo intervento è di 9977€ per l'usura ma da effettuare dopo 4 e 8 anni. Onde per cui per poter confrontare i prezzi delle due soluzioni progettuali bisogna attualizzare il costo dell'investimento futuro con il tasso di inflazione medio. Il tasso di inflazione è stato ipotizzato costante in questi 12 anni e pari a quello di gennaio 2017 ovvero l'1%.

Si può affermare quindi che il *valore attuale* del costo della manutenzione è di 10381€ per il primo ciclo di manutenzione e di 10803€ per il secondo ciclo di manutenzione, per un totale di 21184€.

9.2.5 Confronto tra le quattro soluzioni progettuali

Il confronto tra la soluzione progettuale zero e le tre soluzioni progettuali proposte è stato fatto solo sul costo dell'intervento comprensivo di mano d'opera ma che non tiene conto dei vari costi benefici quali il fatto che la soluzione progettuale zero (ovvero l'installazione del geosintetico) ha una durata di solo 6h facendo sì che la strada possa essere ampliata con un allungo dei tempi di costruzione minimo a fronte di nessun ciclo di manutenzione ordinaria programmata in 12 anni e quindi nessuna chiusura seppur parziale della strada per almeno 2 o 3 giorni con conseguente perturbazione sulla circolazione dei mezzi all'interno dell'aeroporto. Questo costo essendo di difficile computazione non è stato calcolato anche se nella soluzione progettuale tre si parlerebbe di ben 6 giorni di chiusura totale.

Inoltre per attualizzare i costi degli interventi di manutenzione ordinaria è stato considerato un tasso d'interesse fisso pari alla sola inflazione mensile del mese di gennaio 2017, ipotesi di per sé troppo semplificativa, poiché dovrebbero essere scorporati le varie voci del costo totale delle soluzioni progettuali ma in questo caso è stata ritenuta accettabile in quanto lo scopo è di vedere o meno solo il ritorno economico dell'installazione del materiale di rinforzo in maniera grossolana.

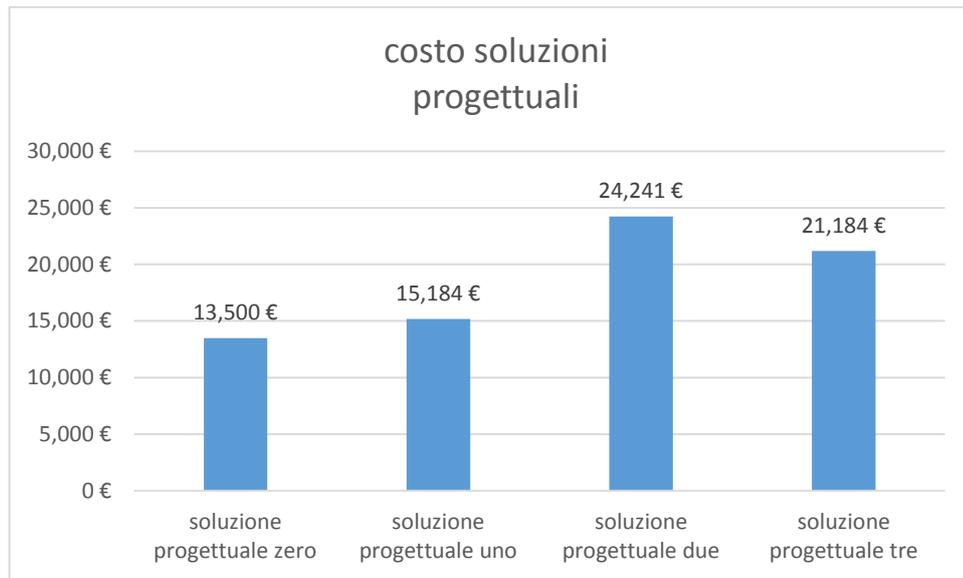


Tabella 9.2: grafico dei costi delle varie soluzioni progettuali

Colonna1	soluzione progettuale zero	soluzione progettuale uno	soluzione progettuale due	soluzione progettuale tre
costo	13500.0 €	15184.0 €	24241.0 €	21184.0.00 €

Tabella 9.3: riepilogo costi delle soluzioni progettuali

Come si evince sia dal grafico che dalla tabella 9.3 la soluzione progettuale che ha il costo minore è quella zero, ovvero l'installazione della griglia metallica a doppia torsione. Anche se la differenza di costi tra la soluzione progettuale zero e la soluzione progettuale uno non è così marcata (solo 1684€) a fronte di un investimento ben più costoso essa non tiene conto del fatto che la vita utile della pavimentazione rinforzata potrebbe essere anche superiore rispetto a quella predetta dal software Olcrack come nel caso studio di Oxford.

9.3 Strada provinciale A4144 abingdon road – Oxford

9.3.1 Soluzione progettuale scelta (installazione del geosintetico)

Colonna1	soluzione progettuale zero	soluzione progettuale uno	soluzione progettuale due	soluzione progettuale tre
costo	13500.0 €	15184.0 €	24241.0 €	21184.0.00 €

L'intervento sulla strada provinciale A4144 abingdon road consta nell'installazione di 600000 m² di materiale di rinforzo commercialmente conosciuto come **ROADMESH L** ovvero rete metallica a doppia torsione.

Per calcolare il costo dell'intervento si è ipotizzato un costo per m² del materiale di rinforzo di 9 € comprensivo di costo del materiale, costo della manodopera e costo della mano d'attacco

per il collegamento perfetto. Considerata l'estensione dell'intervento e il costo unitario il costo totale della soluzione progettuale zero è di 5.4 milioni di €.

CPI Gran Bretagna 2016	1,60 %
CPI Gran Bretagna 2015	0,20 %
CPI Gran Bretagna 2014	0,50 %
CPI Gran Bretagna 2013	1,99 %
CPI Gran Bretagna 2012	2,71 %
CPI Gran Bretagna 2011	4,20 %
CPI Gran Bretagna 2010	3,73 %
CPI Gran Bretagna 2009	2,83 %
CPI Gran Bretagna 2008	3,11 %
CPI Gran Bretagna 2007	2,12 %
CPI Gran Bretagna 2006	2,97 %
CPI Gran Bretagna 2005	1,92 %
CPI Gran Bretagna 2004	1,64 %
CPI Gran Bretagna 2003	1,25 %

Figura 9.11: inflazione media per la gran Bretagna nel periodo 2003-2015

Nel periodo 2003-2015 l'inflazione media per la gran Bretagna è stata del 2.24% per cui il valore dell'intervento nel 2003 attualizzato al 2015 è di 7.2 milioni di €.

9.3.2 Soluzione progettuale alternativa non scelta (manutenzione ordinaria che non è stata eseguita)

La strada provinciale è stata ricostruita nel 2003 scegliendo di installare il ROADMESH L e fino al 2015 la strada si presentava ancora in buone condizioni tali per cui non necessitava di nessun intervento specifico di manutenzione grazie all'aumento di vita utile che si è avuto.

Per poter quantificare il risparmio nella manutenzione di codesta strada si è ipotizzato che qualora non si fosse installato il geosintetico la pavimentazione stradale avrebbe necessitato almeno di un risanamento profondo degli strati neri e di uno superficiale degli strati superficiali. A partire dal 2003 si è ipotizzato quindi un primo intervento di risanamento profondo nel 2007 ed un secondo intervento di risanamento superficiale nel 2012.

Per poter attualizzare i costi degli interventi al 2015 si è visto l'andamento dell'inflazione media per la gran Bretagna.

Il costo per il risanamento profondo (usura+ binder) è di 9134460€ che attualizzandolo al 2015 (tasso di inflazione medio 2007-2015 2.37%) è di 11284744 €.

Il costo per il sanamento superficiale (strato di usura) è di 3990720€ che attualizzandolo al 2015 (tasso di inflazione medio 2012-2015 1.35%) è di 4154535€.

Per cui ai prezzi del 2015 la manutenzione sarebbe costata ben 15.4 milioni di euro

9.3.3 Confronto tra le due soluzioni progettuali

Colonna1	soluzione progettuale zero	soluzione progettuale uno
costo	7200000.0 €	15400000.0 €

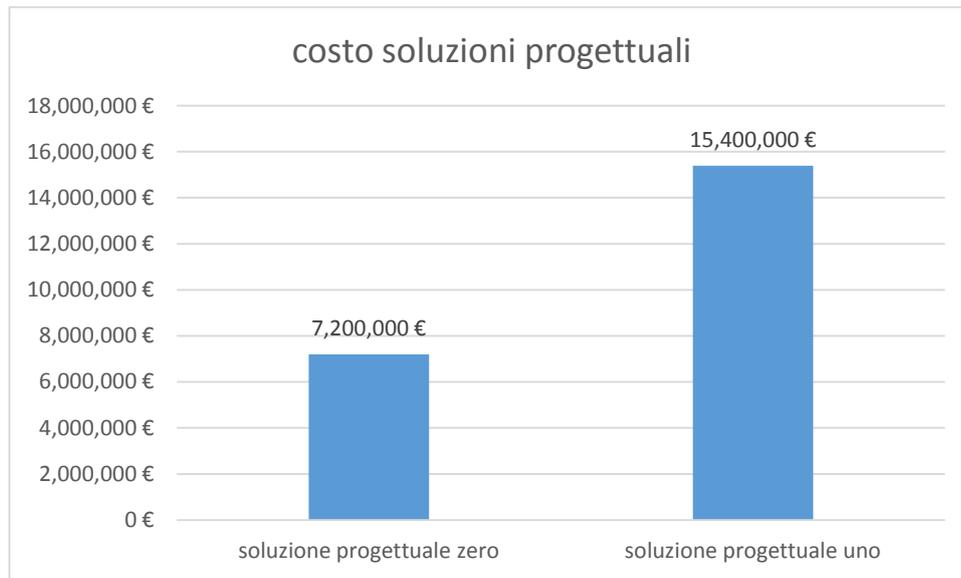


Tabella 9.4: grafico con i costi delle due soluzioni progettuali

Nel caso della strada provinciale di Oxford il confronto viene fatto semplicemente sottraendo il costo dell'installazione del materiale di rinforzo rispetto alla manutenzione che non è stata eseguita.

Il risparmio che ci è stato per l'Oxfordshire County Council può essere quantificato in 8039280 €. Questo dato non tiene conto dei costi benefici dovuti all'installazione del materiale di rinforzo già durante il risanamento effettuato nel 2003 e che quindi per 12 anni la strada in questione non è mai stata chiusa per un eventuale ciclo di manutenzione con gli annessi disagi alla circolazione.

9.4 Ivato international airport

9.4.1 Soluzione progettuale zero (original design of structural pavement)

Nel 2008, presso l'aeroporto internazionale di IVATO in Madagascar l'ente dell'AVIAZIONE CIVILE del MADAGASCAR ha invitato a presentare una soluzione conveniente senza compromettere i requisiti strutturali per la riabilitazione delle sezioni dell'area rullaggio e parcheggio dello stesso aeroporto a vari soggetti tra cui la MACCAFERRI.

Il progetto originale per la risposta dei requisiti strutturali della pavimentazione presentava uno spessore di 1200 mm costituito da uno strato di usura di HMA di 100 mm di spessore (beton bitumineux); uno strato di binder di 350 mm di spessore costituito da una ghiaia e pietrisco non trattati e uno strato di base di 750 mm di spessore costituito da un miscela di ghiaia di strato di base e sabbia di fiume. L'estensione dell'intervento è stata ipotizzata in 80000 m².

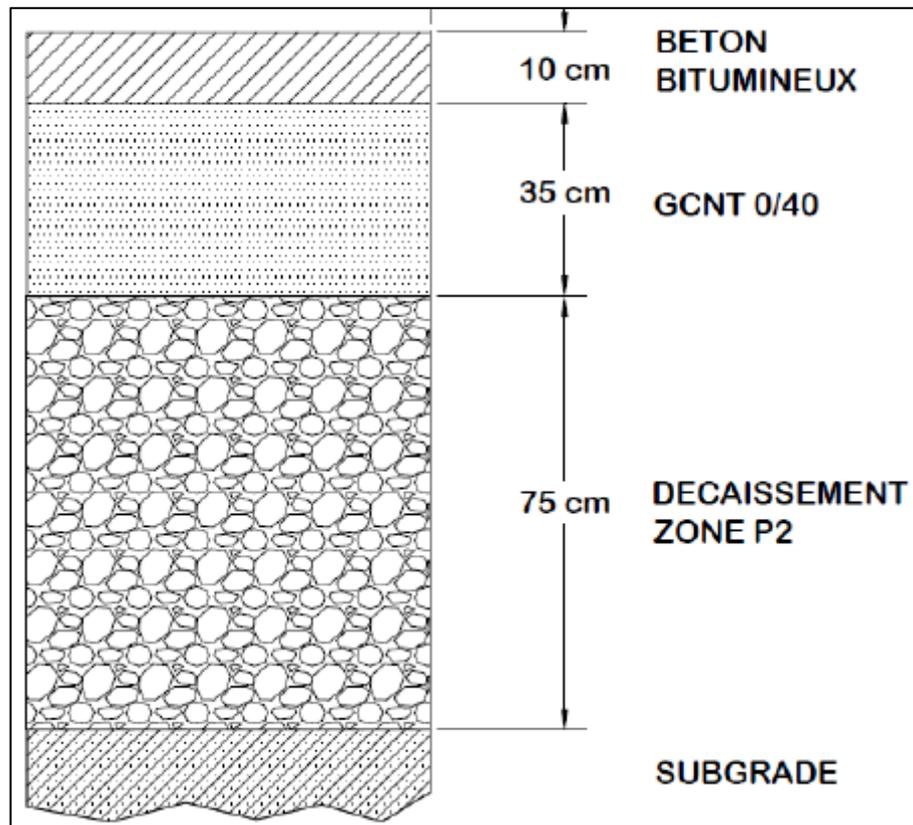


Figura 9.12: stratigrafia dell'intervento richiesto nel bando

10.110	Ghiaia	€/mc.	18,90
10.120	Ghiaietto	€/mc.	20,26
10.130	Mistone di cava	€/mc.	19,42

Figura 9.13: costo della ghiaia e mistone di cava

Per poter calcolare il costo di questo intervento si è ipotizzato:

costo strato decaissement zone p2: $19.42 \cdot 0.75 \cdot 80000 = 1165200\text{€}$

costo strato gcnt0/40: $18.9 \cdot 0.35 \cdot 80000 = 529200\text{€}$

costo Beton Bitumineux: $(122.47 \cdot 0.06 + 166.28 \cdot 0.04) \cdot 80000 = 1119900\text{€}$

Il costo totale della soluzione progettuale zero è di 2814300€

9.4.2 Soluzione progettuale uno (pavimentazione rinforzata)

La soluzione progettuale uno consiste nell'inserimento delle geogriglie e i geotessili utilizzati all'interno di un pacchetto di pavimentazione con due funzioni diverse: in ordine separazione e rinforzo determinando un risparmio del 17% sul costo totale rispetto alla soluzione originale.

La funzione di separazione è stato ottenuto inserendo un tessuto geotessile MacTex® W1 4S (40/40 kN/ m) fornendo ulteriori armatura e mezzo di separazione per controllare la contaminazione dello strato di base con quello di sottofondo. Ciò ha comportato una riduzione del 30% nel spessore richiesto degli strati di base e fondazione. Il rinforzo dell'asfalto è stato

attuato con un geogriglia fatto di fibra di vetro con altissime proprietà meccaniche: resistenza alla trazione ultima trasversale e longitudinale di 100/100 kN/m e l'allungamento a rottura <4%.

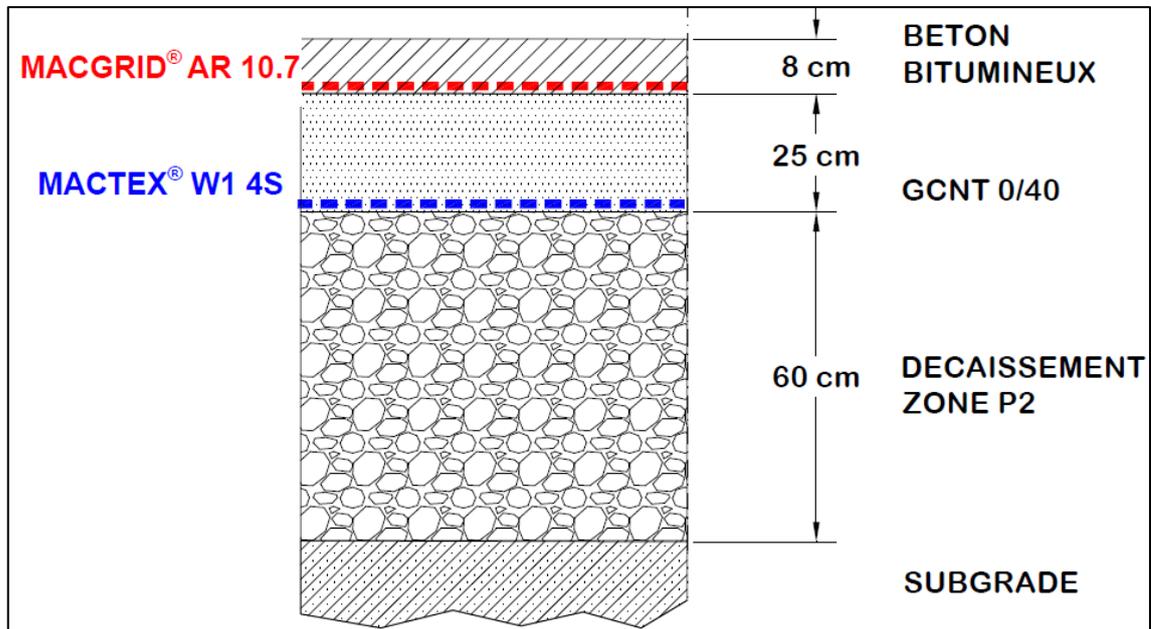


Figura 9.14: stratigrafia dell'intervento realizzato

Per poter calcolare il costo di questo intervento si è ipotizzato:
 costo strato decaissement zone p2: $19.42 \cdot 0.6 \cdot 80000 = 932160 \text{€}$
 costo strato gcnt0/40: $18.9 \cdot 0.25 \cdot 80000 = 378000 \text{€}$
 costo Beton Bitumineux: $(122.47 \cdot 0.05 + 166.28 \cdot 0.03) \cdot 80000 = 888952 \text{€}$
 costo MacTex® W1 4S: $2 \cdot 80000 = 160000 \text{€}$
 costo geogriglia: $5 \cdot 80000 = 400000 \text{€}$
 Il costo totale della soluzione progettuale zero è di 2759112€

9.4.3 Confronto tra le due soluzioni progettuali

Colonna1	soluzione progettuale zero	soluzione progettuale uno
costo	2814300.0 €	2759112.0 €

Tabella 9.5: riepilogo costi

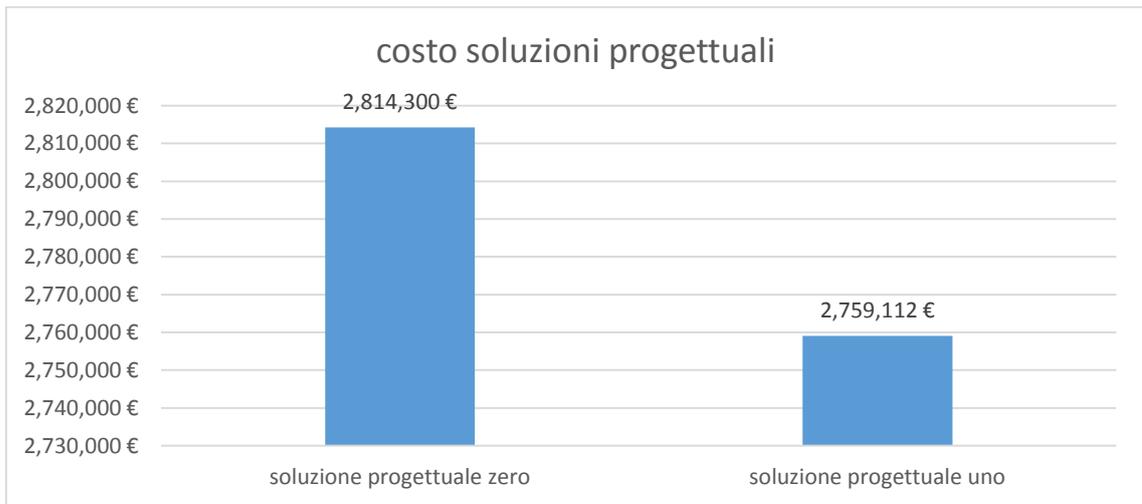


Tabella 9.6: grafico con i costi delle due soluzioni progettuali

Come si evince dalle tabelle 9.5 e 9.6 la scelta della soluzione progettuale uno (pavimentazione rinforzata) rispetto alla soluzione progettuale zero ha comportato un risparmio di 55188€ a parità di comportamento meccanico della pavimentazione e quindi di vita utile di essa. Anche in questo caso nell'analisi costi-benefici non si è tenuto conto che la soluzione della pavimentazione rinforzata comporta un tempo minore di costruzione e un minor costo di materie prime trasportate in quanto questi costi sono di difficile quantificazione.

10. Conclusioni

Queste analisi costi-benefici seppur effettuate con buona approssimazione del caso ci portano ad affermare che con l'installazione di materiali di rinforzo o di geosintetico con funzione di rinforzo si ha un risparmio sul costo totale sia dell'intervento se si considera che essi portano ad una riduzione dello spessore totale di una pavimentazione a parità di vita utile oppure ad un notevole aumento di vita utile di essa se si lasciano invariati gli spessori di progetto.

Soprattutto nel secondo caso si è evinto che un aumento di vita utile si tramuta in risparmio di manutenzione ordinaria da non eseguire.

La non adozione di queste soluzioni di pavimentazioni non rinforzate porta ad un risparmio iniziale ma che nel tempo di trasforma in un costo che supera il costo iniziale dell'investimento.

Inoltre come affermato nel capitolo 3 sulle pavimentazioni rinforzate con il cambio di normativa sugli appalti pubblici (DLGS 50/2016) il concetto di massimo ribasso d'asta per poter vincere gli appalti viene meno a favore dell'**offerta economicamente più vantaggiosa valutata in base a criteri oggettivi**. Il criterio oggettivo più interessante per le pavimentazioni rinforzate è quello del **costo di utilizzazione e manutenzione** avuto anche riguardo ai consumi di energia e delle risorse naturali, alle emissioni inquinanti e ai costi complessivi, inclusi quelli esterni e di mitigazione degli impatti dei cambiamenti climatici, riferiti all'intero ciclo di vita dell'opera, bene o servizio, con l'obiettivo strategico di un uso più efficiente delle risorse e di un'economia circolare che promuova ambiente e occupazione. Poiché produrre il conglomerato bituminoso e anche i materiali per tutto il pacchetto porta ad avere emissioni di inquinanti primari elevate oltre che lo sfruttamento delle risorse l'adozione di geosintetici e materiali di rinforzo porta anche all'abbassamento di emissione per quanto riguarda tutto il ciclo produttivo dalla produzione di materiali fino alla fine della vita utile del nostro intervento. Se pur in questa tesi si è trattato solo 3 casi studio si può affermare, vista la letteratura scientifica in merito, che l'adozione di pavimentazione rinforzate porta ad un consistente beneficio per la comunità intera sia esso riguardante il costo totale che il costo ambientale che i costi accessori collegati.

Per quanto riguarda il quid centrale della tesi ovvero la correlazione tra un metodo di calcolo semplificato e casi reali si può affermare oltre ogni ragionevole dubbio che il software Olcrack, sviluppato all'università di Nottingham, riesce a predire con buona approssimazione la durata della vita utile di una pavimentazione rinforzata e non. Addirittura per quanto riguarda la vita utile nel caso della strada provinciale di Oxford la sua vita utile è andata ben oltre le previsioni del software Olcrack tenendoci ben lontani dal fattore di sicurezza richiesto in questi casi.

Essendo un software sperimentale ha all'interno di esso ancora alcune imprecisioni e nella fattispecie dell'intervento ad Oxford l'aspetto che è stato sottovalutato è il confinamento offerto dal materiale di rinforzo (ROADMESH L) agli strati sottostanti rispetto alle griglie di fibra di vetro con cui il software è stato modellizzato. Considerato tutto ciò se ne consiglia caldamente l'adozione in fase progettuale.

Invece i software Alize e mePADS non offrono l'opportunità di calcolare l'aumento di vita utile di una pavimentazione rinforzata rispetto ad una non rinforzata ma comunque hanno una loro utilità dal momento in cui per quanto riguarda gli interventi tradizionali di manutenzione ordinaria si fa ancora riferimento ai pacchetti ANAS trattati nel capitolo uno mentre essi

permettono una “personalizzazione” dell’intervento in base a vari parametri progettuali e di avere più dati progettuali rispetto al software Olcrack tali per cui essi si possono considerare complementari.

11. Bibliografia

Dott.ing. Berardi Giulia: “Dottorato di Ricerca in *Infrastrutture e Trasporti: Airport Pavement Management System*”.

Dott.ing. Luisa Meomartino: “Tesi: Applicazione di geogriglie in acciaio come sistema di rinforzo nella sovrastruttura stradale”

Dr.-Ing. Manfred Hase1 and Dipl.-Ing. Gregor Rajewski: “article: New ways of maintenance example Frankfurt airport – maintenance planning and determining remaining working life”

Linee guide ANAC

Nuovo capitolato ANAS 2008

Prezziario ANAS 2016

Ing. Bonucchi: “tesi: caratterizzazione flessionale del rinforzo di pavimentazioni bituminose con interstrati sintetici”

Siti internet consultati:

www.stradeanas.it it.inflation.eu www.maccaferri.it www.pragma-spa.it www.dft.gov.uk
www.terraserver.com

Software utilizzati:

Olcrack Alize mePADS Faarfield google earth PRO