



**Politecnico
di Torino**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Infrastrutture e sistemi di trasporto

A.A. 2023/2024

Sessione di laurea: luglio 2024

La progettazione strutturale di pavimentazioni rigide: analisi critica dei metodi razionali e sviluppo di un applicativo di calcolo

Structural design of rigid pavements: a critical analysis of rational methods and development of a computational tool.

Relatore: Prof. Lucia Tsantilis

Correlatori: Prof. Ezio Santagata, Prof. Davide Dalmazzo

Candidato: Davide Cimenti

Pour vous

*Per l'insegnamento che mi hai trasmesso,
per la perseveranza, la pazienza, la resilienza*

Per i valori di unit , lealt  e famiglia

Questo lavoro si ispira a te, nonna.

Abstract

Il progetto strutturale delle pavimentazioni, così come qualsiasi procedura di dimensionamento, consiste in un processo iterativo ove, partendo da variabili esogene rappresentative le azione esterne e il sistema, si giunge, mediante correzioni in itinere, ad una possibile soluzione che soddisfi le condizioni al contorno del problema.

L'obiettivo principale di questo documento è fornire un'analisi critica di alcuni approcci progettuali, basati su metodi razionali ampiamente impiegati in ambito internazionale, con lo scopo di individuare delle linee guida potenzialmente utili all'elaborazione di una procedura di dimensionamento strutturale delle pavimentazioni rigide che ben si adatti al contesto italiano. Per tale scopo, a valle di una ricerca letteraria tra i modelli disponibili, per compatibilità geografica, importanza storica, rilevanza internazionale, nonché semplicità di implementazione per effettuare analisi successive, la scelta è ricaduta sul metodo razionale francese e quelli australiano e statunitense.

Il metodo francese, di riferimento in molti paesi francofoni, prevede l'analisi strutturale basata sul multistrato elastico e riduce il problema di progetto alla verifica che le tensioni di trazione all'intradosso della lastra e della fondazione siano inferiori rispetto ai rispettivi valori ammissibili dipendenti dal comportamento a fatica dei materiali e dal numero di ripetizioni di un asse di riferimento.

Il metodo australiano basa la sua analisi sul metodo statunitense ed è calibrato sulle reti stradali australiana e neozelandese. Il progetto prevede che lo spessore ipotizzato della lastra sia tale da ottenere percentuali di danneggiamento nei confronti di fatica ed erosione limitate, per conservare l'integrità strutturale.

Il metodo statunitense, proposto nella sua versione più nota del 1984, dalla Portland Cement Association, viene preso in considerazione per la sua importanza storica nonché l'ampia diffusione internazionale. La modellazione di schemi strutturali con il software ad elementi finiti "KENPAVE" permette di comprendere meglio il significato di concetti come tensioni equivalenti e fattori di erosione alla base della procedura grafica del metodo, permettendo, con un ragionevole errore, di ottenere risultati convergenti con quest'ultimo.

Lo strumento di calcolo sviluppato in Excel per i diversi metodi si basa sull'acquisizione delle variabili indipendenti delle diverse procedure (traffico, materiali, spessori, ambiente) e consente la verifica strutturale secondo i relativi criteri di rottura. Per quanto concerne gli approcci australiano e statunitense, questo è reso possibile mediante funzioni di trasferimento piuttosto che equazioni e tabelle forniti dalle relative guide e studi successivi; il metodo razionale francese invece, non essendo prescindibile dalla risoluzione del multi-strato elastico, richiede l'impiego di una function Matlab, basata sulla suite open-source "ALVA", che non solo calcola e restituisce la soluzione

richiesta ma consente un aggiornamento della stessa al variare dei dati di ingresso, migliorando l'efficienza del processo e sfruttando l'interoperabilità tra Matlab ed Excel. La validazione dello strumento, declinato per le differenti procedure, è avvenuta considerando gli esempi di riferimento forniti nelle guide. Il risultato è la possibilità di analisi di sensitività, ottimizzazione e, nel caso di dati di input comuni, comparazione.

- English version -

Pavement structural design, like any other design procedure, consists of an iterative process that, starting from exogenous variables representing external actions and system leads, through several attempts and corrections, to a possible solution that satisfies the problem's boundary conditions.

The main goal of this document is to provide a critical analysis of some design approaches based on rational methods widely used in the world, with the aim of identifying potentially useful guidelines for the development of a rigid pavement design procedure well suited to the Italian contest. Precisely for this purpose, after literary research among available models, considering geographic consistency, historical importance, international relevance, as well as simplicity of implementation to perform subsequent analyses, the choice fell on the French rational method and those of Australia and the United States of America.

The French one, reference method in many French-speaking countries, involves structural analysis based on the elastic multi-layer system and reduces the design problem in such a way that tensile stresses at the bottom of both slab and foundation layers are lower than the respective allowable values, depending on the fatigue behavior of the materials and the number of load repetitions of a reference axle.

The Australian approach is based on the U.S. one and is calibrated on the road networks of Australia and New Zealand. The design envisages that the slab hypothesized thickness is such to obtain, for both fatigue and erosion distresses, limited damage percentages meanwhile preserving the structural integrity.

The U.S. method, proposed in its best-known version in 1984 by the Portland and Cement Association, has been selected for its historical importance as well as its wide international diffusion. Structural analysis with "KENPAVE" finite element software is useful to better understand the meaning of concepts, like equivalent stresses and erosion factors, at the basis of the graphical design procedure, allowing, with reasonable tolerance, to obtain good convergency.

The calculation tool, developed for each method with spreadsheets, is based on the acquisition of exogenous variables (i.e., traffic, materials, thicknesses, and environment) for the different procedures and allows to perform the structural validation according to the relative failure criteria. As far as the Australian and U.S. approaches are concerned, this is possible by using transfer functions, tables and equations provided by design manuals and papers; the French rational method, on the other hand, leads to structural analysis results by using the interoperability between MATLAB and Excel. More specifically, a function to calculate solutions and update results has been developed, starting with the MATLAB-package "ALVA". The model validation for each procedure has been carried out on sample problems provided by the different reference guides. This allows to perform sensitivity, optimization and, if common input data are available, comparison analyses.

Sommario

Abstract.....	I
Sommario.....	IV
Introduzione	1
Obiettivi.....	1
Impostazione del lavoro	2
1 Metodologia di progettazione razionale	3
2 Tipologia strutturale	7
2.1 Pavimentazioni rigide con giunti non armati, JPCP.....	7
2.2 Pavimentazioni rigide con giunti armate	8
2.3 Pavimentazioni rigide ad armatura continua	9
3 Traffico di progetto.....	10
3.1 Selezione del periodo di progetto	10
3.2 Selezione della corsia di progetto	11
3.3 Volume di traffico all'entrata in servizio.....	12
3.4 Fattore di crescita	13
3.5 Determinazione del numero di mezzi pesanti transitanti sulla corsia di progetto nell'anno i-esimo e del traffico di progetto	15
3.5.1 Calcolo del traffico di progetto secondo LCPC – SETRA	17
3.5.2 Calcolo del traffico di progetto secondo Austroads.....	19
3.5.3 Calcolo del numero di ripetizioni previste secondo PCA	20
4 Affidabilità.....	24
4.1 Livelli di affidabilità secondo LCPC-SETRA.....	25

4.2	I livelli di affidabilità secondo Austroads e PCA	27
5	Materiali.....	30
5.1	Il comportamento del sottofondo.....	31
5.1.1	Metodi razionali di misura della portanza	33
5.1.2	Metodi empirici di misura della portanza	38
5.2	Strato di fondazione.....	40
5.2.1	Materiali della fondazione previsti da PCA	40
5.2.2	Materiali della fondazione previsti da Austroads.....	41
5.2.3	Materiali per fondazione previsti da LCPC-SETRA	43
5.3	Lastra in calcestruzzo	45
5.3.1	Caratterizzazione in PCA e Austroads	45
5.3.2	Caratterizzazione in LCPC-SETRA.....	47
6	Azioni climatiche.....	48
6.1	Variazioni di umidità nel sottofondo	48
6.2	Variazioni di umidità nel calcestruzzo	49
6.3	Apertura dei giunti.....	51
6.4	Variazioni di temperatura	52
6.5	Progetto dei ferri in JRCP e CRCP	53
7	Modelli e analisi strutturale	56
7.1	Modello di Winkler	57
7.2	Formule di Westergaard	57
7.2.1	Tensione e abbassamento per carico al centro della lastra.....	59
7.2.2	Tensione e abbassamento per carico a bordo lastra.....	59
7.2.3	Tensione e abbassamento per carico allo spigolo della lastra.....	60

7.3	Carte di influenza	60
7.3.1	Carico posto al centro della lastra	61
7.3.2	Carico posto all'estremità della lastra	63
7.4	Analisi strutturale del metodo PCA e determinazione delle tensioni equivalenti e fattori di erosione mediante implementazione FEM.....	64
7.5	Analisi strutturale di Austroads	83
7.6	Modello di Boussinesq e derivazioni successive	85
7.7	Soluzioni di Burminster per bi-strato e tri-strato	86
7.8	Analisi strutturale del metodo LCPC - SETRA	87
8	Criteri di rottura e funzioni di trasferimento	92
8.1	Comportamento a fatica dei materiali legati secondo LCPC – SETRA	94
8.1.1	Tensione di trazione ammissibile nella lastra	96
8.1.2	Tensione di trazione ammissibile nello strato di fondazione	97
8.2	Criterio di rottura per fatica secondo PCA e Austroads.....	98
8.3	Criteri di rottura per erosione secondo PCA e Austroads	100
9	Validazione strutturale	102
9.1	Validazione del comportamento a fatica per PCA e Austroads.....	102
9.2	Erosione in PCA e Austroads	102
9.3	Validazione strutturale per LCPC-SETRA.....	103
10	Analisi di sensitività	104
11	Conclusioni.....	118
	Bibliografia e sitografia.....	120
	Allegati	122

Introduzione

L'obiettivo della progettazione di sovrastrutture stradali consiste nell'individuazione della soluzione strutturale, ed economicamente sostenibile, atta a fornire un soddisfacente livello di servizio sotto l'azione del traffico e dell'ambiente durante la durata di vita della pavimentazione. Per tale ragione, a prescindere dalla procedura di dimensionamento seguita, è fondamentale l'esauritiva conoscenza di tutte le variabili esogene caratterizzanti sia il sistema (materiali, spessori, parametri meccanici) che la forzante (traffico, azioni ambientali) nel periodo di progetto considerato.

I metodi di dimensionamento seguono sostanzialmente due approcci distinti: uno empirico, basato sull'osservazione della risposta della pavimentazione sotto l'azione dei carichi transienti, al fine di individuare una correlazione tra i dati raccolti dalla sperimentazione e le variabili legate sia alle caratteristiche strutturali della stessa che alle azioni esterne [1]; ed uno razionale volto all'individuazione di grandezze tensodeformative, derivanti da modelli strutturali direttamente riconducibili ai dissesti mediante funzioni di trasferimento. La componente empirica di questo secondo approccio è relativa alla calibrazione dei valori predetti dai modelli con quelli osservati su pavimentazioni reali, nonché insita nella determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il limitato dominio di validità delle leggi sperimentali alle sole condizioni al contorno rispetto cui sono state calibrate, risulta essere la principale ragione per cui, a partire dalla seconda metà del secolo scorso, parallelamente allo sviluppo tecnologico e computazionale, iniziarono a prendere piede le metodologie razionali di dimensionamento, riferimento della presente tesi.

Obiettivi

Gli obiettivi fondamentali sono riassumibili in due punti:

- Fornire linee guida potenzialmente utili allo sviluppo di una metodologia di dimensionamento delle pavimentazioni rigide nel contesto italiano partendo da un'analisi critica di alcuni approcci razionali oggi impiegati;
- In parallelo all'analisi dei diversi metodi, sviluppare dei prototipi di modello in ambiente interoperabile Excel e Matlab utili per effettuare successive analisi di sensitività e di ottimizzazione;

Impostazione del lavoro

Il raggiungimento di tali obiettivi è perseguito partendo da una ricerca su vari metodi razionali di dimensionamento delle pavimentazioni rigide presenti nella letteratura scientifica, approfondendo eventuali dettagli normativi. Quindi, individuati i modelli ritenuti interessanti ad approfondimento, si è proceduto con l'implementazione delle relative guide di dimensionamento in ambiente Excel, sfruttando l'interoperabilità con Matlab. Le modellazioni agli elementi finiti, finalizzate ad una migliore comprensione di alcuni metodi, sono state condotte con il software KENPAVE. Volendo rispecchiare l'aspetto procedurale tipico del dimensionamento razionale, lo sviluppo dell'elaborato si articola nei seguenti capitoli:

1. **Metodologia di progettazione razionale:** viene fornita una panoramica più specifica del metodo in questione nonché i criteri che hanno portato a selezionare tre diversi approcci progettuali;
2. **Tipologie strutturali:** vengono introdotte le principali tipologie di pavimentazioni rigide e gli eventuali requisiti minimi imposti dalle diverse guide;
3. **Traffico di progetto:** viene illustrata la procedura di calcolo eseguita secondo i tre approcci e presentati alcuni risultati ottenuti con il tool di calcolo;
4. **Affidabilità strutturale:** si specifica il ruolo che questa ha nell'intero iter progettuale a seconda dei diversi approcci;
5. **Materiali:** vengono descritte le principali procedure volte alla caratterizzazione meccanica dei materiali;
6. **Azioni climatiche:** si considerano essenzialmente gli effetti di variazione di temperatura nella lastra e l'effetto delle variazioni di umidità non solo dal punto di vista tensionale ma anche nella progettazione geometrica delle lastre e dei giunti;
7. **Modelli strutturali:** vengono illustrati i modelli strutturali di riferimento per i diversi approcci e le relative procedure di calcolo. Per approfondimento si presentano alcuni risultati con FEM;
8. **Dissesti e funzioni di trasferimento:** si definiscono i principali dissesti e le funzioni di trasferimento che vengono considerate nei diversi modelli;
9. **Validazione strutturale:** consiste nel calcolo delle percentuali di danneggiamento o, più in generale, nella verifica del soddisfacimento dei criteri di rottura;
10. **Analisi di sensitività:** partendo dai tool implementati, vengono presentati alcuni risultati per mostrare come le diverse variabili esogene influenzano l'outcome e per mettere a confronto i diversi metodi;
11. **Conclusioni**

1 Metodologia di progettazione razionale

Nella metodologia di progetto razionale, riferimento del presente documento, l'iter di dimensionamento si articola nei seguenti passi:

1. **Ipotesi della configurazione strutturale:** consiste nella scelta della tipologia di pavimentazione, nella definizione del numero di strati nonché il relativo spessore e materiali;
2. **Definizione delle variabili esogene:** in merito al traffico occorre conoscere la distribuzione dei diversi assi (*Traffic Load distribution*) per determinare, noto il traffico di progetto, il numero di passaggi attesi da impiegare nelle leggi di degrado. In alternativa, qualora la procedura preveda l'omogenizzazione dei carichi, è fondamentale conoscere gli spettri di traffico e i coefficienti di aggressività associati ai diversi assi (Capitolo 3). È necessario altresì definire i parametri meccanici caratterizzanti i diversi materiali, anche tenendo conto delle condizioni climatiche e del livello di affidabilità richiesto. La caratterizzazione dei materiali costituisce inevitabilmente la parte più marcatamente empirica del metodo e si realizza mediante prove sperimentali o in sito, come verrà descritto più dettagliatamente nel Capitolo 5;
3. **Definizione di un modello strutturale appropriato e calcolo della risposta tenso-deformativa:** sulla base del comportamento del sottofondo, si distinguerà il modello di Winkler da quello di multistrato elastico derivante dalle ipotesi di Boussinesq. Si segnala tuttavia che gran parte dei progetti al giorno d'oggi si basano sull'analisi numerica agli elementi finiti;
4. **Validazione della configurazione ipotizzata sulla base dei criteri di rottura previsti:** la risposta strutturale viene ricondotta, mediante opportune funzioni di trasferimento, specifiche per ogni tipo di dissesto, al numero di applicazioni ammissibili dei diversi assi (o dell'asse di riferimento) che consentono il calcolo della percentuale di danneggiamento. Se le percentuali cumulate di danneggiamento, per i diversi dissesti considerati separatamente, sono inferiori a 100% allora la configurazione ipotizzata è validata dal punto di vista strutturale. In caso contrario occorrerà ridefinire la configurazione iniziale ed eseguire nuovamente i passi indicati sopra. Qualora il confronto venisse effettuato in termini di tensioni, occorrerà verificare che la tensione generata dall'asse di riferimento sia inferiore rispetto a quella ammissibile valutata con le funzioni di trasferimento;
5. **Validazione economica:** la procedura di progetto richiede infine un ulteriore step, basato sulla valutazione economica, che esula dalla presente analisi, ma concorre nella selezione della soluzione di progetto più conveniente economicamente.

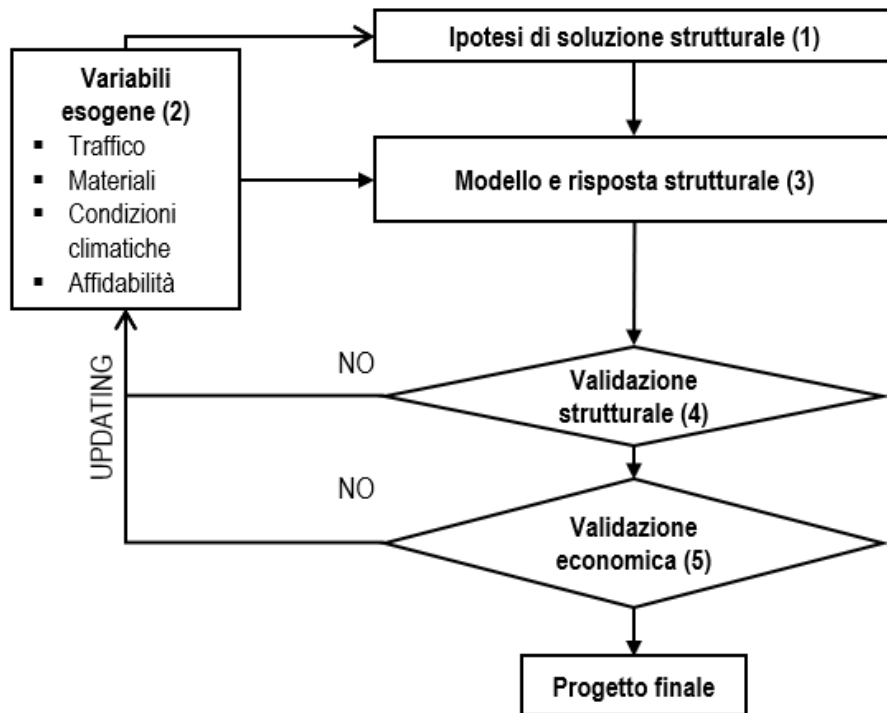


Figura 1 Flowchart sul metodo razionale

Nell'ambito dei metodi di dimensionamento razionali, lo stato dell'arte consiste in una moltitudine di tipologie che si differenziano per specificazione ovvero per dati di ingresso, modello strutturale adottato, funzioni di trasferimento e criteri di validazione. Negli Stati Uniti, nel 1984, la Portland Cement Association elaborò una metodologia di dimensionamento della lastra in calcestruzzo valida per JPCP, JRCP e CRCP, e basata sul programma ad elementi finiti JSLAB per il calcolo delle tensioni e dei cedimenti critici, che correlati ai criteri di rottura per fatica ed erosione permisero lo sviluppo delle tabelle e degli abachi di progetto [2]. A partire dal 1993 AASHTO, in concerto con NCHRP e FHWA, ha sviluppato la guida di progettazione MEPDG volta a superare i limiti di equazioni empiriche derivanti dai test su vera grandezza condotti negli anni Cinquanta sui circuiti AASHO Road Test [3] e costituendo a tutti gli effetti un cambio di paradigma nella progettazione strutturale fino ad allora basata su un approccio prettamente prescrittivo. Sebbene tale guida sia all'avanguardia nella progettazione razionale, risulta estremamente vorace di dati di ingresso, alcuni non sempre noti, e un loro uso improprio può portare a errori progettuali significativi. Inoltre, il relativo tool di calcolo "AASHTOWare Pavement ME" non è fruibile gratuitamente. Tali ragioni motivano

l'inerzia che le agenzie di trasporto locale americane e gli stati federali da sempre esibiscono nell'implementare MEPDG, preferendo approcci meccanicistici più semplificati basati su pochi parametri di ingresso [4]. Nel contesto europeo di notevole rilevanza è il metodo proposto da LCPC e SETRA (1994), ispirato ai risultati di Burminster (1943) per il calcolo delle tensioni e deformazioni in un multistrato elastico sotto l'azione di un carico circolare, volto ad adottare un approccio di calcolo probabilistico non basato sulla durata di progetto della pavimentazione ma sulla valutazione dell'evoluzione nel tempo della probabilità cumulata di rottura per fatica [5]. Sempre a livello europeo, il metodo olandese propone anch'esso un dimensionamento basato sulla sola rottura per fatica, calcolando i contributi di tensione all'intradosso della lastra derivanti da traffico e ambiente. Infine, la procedura australiana, basata su PCA e calibrata sulle reti stradali di Australia e Nuova Zelanda, consente la validazione strutturale nei riguardi di fatica ed erosione, prescrivendo inoltre l'adozione di spessori minimi.

Tenuto conto degli obiettivi, sulla base dei criteri sotto riportati, si è proceduto alla selezione di tre metodi di dimensionamento:

- 1) Rilevanza storica e diffusione internazionale;
- 2) Posizione geografica: questa influenza le condizioni ambientali, importante dato di ingresso. Pertanto, volendo tracciare delle linee guida per un potenziale metodo nazionale è importante non trascurare il relativo ambito di applicazione;
- 3) Specificazione del modello: qualsiasi procedura è un algoritmo, ovvero un modello caratterizzato da variabili di ingresso (esogene) e di uscita (endogene). Un numero sufficiente ma limitato di dati di input lo rende più semplice e facilmente controllabile. Oltre ad una buona specificazione è altresì fondamentale impiegare dati di ingresso affidabili;
- 4) Facilità di implementazione in ambiente informatico;
- 5) Disponibilità di documenti per la ricerca letteraria e normativa.

Pertanto, il metodo razionale francese, la cui procedura di dimensionamento è riportata nella relativa guida [5], in virtù della sua diffusione internazionale, specie tra i paesi francofoni (Burkina Faso, Algeria, Tunisia nonché i DOM e TOM), e per la posizione geografica e le condizioni climatiche relativamente simili all'Italia, risulta essere un buon candidato di riferimento.

Per rilevanza storica, facilità di implementazione e affinità climatica che la Nuova Zelanda ha con l'Italia, l'approccio proposto da Austroads [7] si rivela essere anch'esso un potenziale valido supporto. Quest'ultima

scelta ha reso naturale l'approfondimento della procedura originale proposta dalla Portland Cement Association [8].

Come accennato in precedenza, i tool di calcolo sono stati sviluppati a partire dalle guide di dimensionamento e le norme presenti in letteratura. Più nello specifico, si riportano i principali riferimenti seguiti.

Tabella 1 Principali riferimenti normativi per l'implementazione in Excel

Metodo razionale francese	<ul style="list-style-type: none"> - Guida tecnica "Conception et dimensionnement des structures de chaussées" di LCPC, SETRA del 1994 - Catalogo delle pavimentazioni del 1998 ;"Catalogue des structures type de chaussées neuves" - Norma NF P 98-086 : 2019, "Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves " di AFNOR
Metodo australiano	<ul style="list-style-type: none"> - Guida tecnica n. AGPT02-17, Austroads, 2017
Metodo PCA	<ul style="list-style-type: none"> - Guida di progetto "Thickness Design for Concrete Highway and Street Pavements", PCA 1984 (1995); - Articolo scientifico "PCAWIN Program for Jointed Concrete Pavement Design" di Y. Lee e S.H. Carpenter.

Gli applicativi impiegati per la realizzazione di tali strumenti sono:

- Microsoft Excel;
- Matlab R2020b e R2024a;
- Componente aggiuntivo "Excel spreadsheet" della suite fornita da Matlab.

2 Tipologia strutturale

La configurazione strutturale prevede l'impiego di una lastra in calcestruzzo poggiante su uno strato di fondazione, costituito da misto granulare o misto cementato, a sua volta poggiante sul sottofondo. L'ipotesi di pacchetto strutturale da inserire nel modello razionale richiede la definizione degli spessori dei diversi strati e la tipologia di sovrastruttura rigida, a cui verranno successivamente assegnati gli ulteriori dati necessari per la procedura di dimensionamento.

È usuale classificare i tipi di pavimentazioni rigide più diffuse in relazione alla presenza o meno di giunti trasversali [2], come segue:

- Pavimentazioni rigide con giunti non armate, JPCP;
- Pavimentazioni rigide con giunti armate, JRCP;
- Pavimentazioni rigide ad armatura continua, CRCP.

Le peculiarità delle diverse tipologie sono esaminate nel prosieguo. È bene osservare che le lastre in calcestruzzo in genere hanno larghezza coincidente con quella della corsia di marcia. Lastre attigue, per ragioni tecnologiche, vengono realizzate separatamente e pertanto tra di esse vi sarà sempre un giunto longitudinale armato con barre di collegamento.

2.1 Pavimentazioni rigide con giunti non armati, JPCP

Le lastre di calcestruzzo vengono realizzate direttamente sulla struttura di fondazione (o al più sul sottofondo) e sono separate tra loro da giunti trasversali di contrazione, al fine di localizzare le fessurazioni da ritiro. A seconda della modalità di trasferimento del carico lungo tali discontinuità, si avrà una lunghezza diversa dell'elemento strutturale, limitata a 4.5 m nel caso in cui la collaborazione sia demandata all'ingranamento tra le particelle di aggregato costituenti il calcestruzzo della lastra, e fino a 6 m in presenza di barre di compartecipazione. Il progetto di queste ultime è ricondotto alla teoria di Timoshenko di barra incastrata in corpo elastico e ai risultati di Friberg [2], la cui trattazione viene omessa perché esula dallo scopo principale del presente documento.

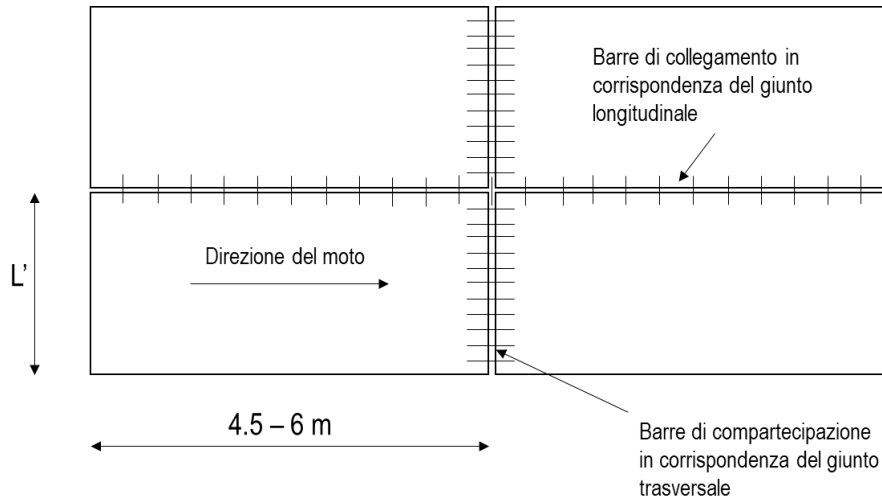


Figura 2 Schema di JPCP

2.2 Pavimentazioni rigide con giunti armate

Le pavimentazioni con giunti rinforzati sono caratterizzate dalla presenza di un'armatura diffusa atta all'assorbimento delle tensioni di trazione, derivanti da deformazioni impresse di tipo termico e di ritiro, e non al miglioramento della capacità portante. L'armatura, ordita con maglia regolare nelle due direzioni ortogonali, viene posta ad un terzo dello spessore della lastra in modo tale da garantire un copriferro minimo di 5 cm. Si interrompe in corrispondenza dei giunti trasversali, consentendo tuttavia di raggiungere lunghezze fino a 30 m. I valori ottimali sono tra i 12 m e i 18 m [1].

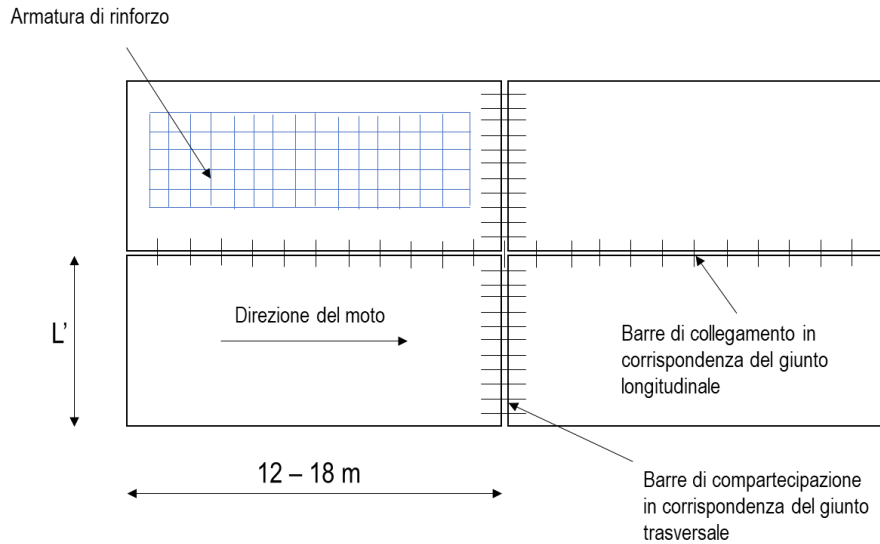


Figura 3 Schema JRCP

2.3 Pavimentazioni rigide ad armatura continua

Le pavimentazioni si presentano come strutture continue vista l'assenza di giunti trasversali, salvo quelli realizzati in fase costruttiva. L'armatura continua, approssimativamente in percentuale del 0.6% - 0.7% della sezione trasversale e ordita nelle due direzioni, ha lo scopo di limitare l'ampiezza delle fessure e conseguentemente controllare il passo tra le stesse. Viene posizionata in mezzera della lastra, in corrispondenza dell'asse neutro, ed è oggetto di dimensionamento in quanto aumenta la capacità portante come si vedrà successivamente.

3 Traffico di progetto

Ai fini del dimensionamento, in analogia a quanto si effettua per le pavimentazioni flessibili, solo l'azione dei mezzi pesanti viene presa in considerazione in quanto gli assi dei mezzi leggeri contribuiscono in maniera trascurabile al deterioramento strutturale della pavimentazione. È bene osservare che il danno causato dal passaggio di un mezzo pesante non dipende soltanto dal peso di ogni asse componente, ma anche da come questo interagisce con gli altri qualora in gruppo e per tale ragione si suole suddividere gli assi in singoli, tandem o tridem [7].

Il calcolo del traffico di progetto dipende dal metodo razionale considerato. In particolare:

- Il metodo francese richiede la determinazione del numero di mezzi pesanti nel periodo di progetto per poter poi calcolare le ripetizioni NE di un asse scelto come riferimento (asse singolo da 130 kN con ruote gemellate);
- Austroads richiede la conoscenza del numero di mezzi pesanti transitanti sulla corsia e nel periodo di progetto per valutare il numero cumulato di gruppi di asse (HVAG) a partire dalla conoscenza della distribuzione dei carichi di traffico, nota in letteratura come *traffic load distribution*, ovvero le proporzioni dei diversi assi differenti per carico all'interno dello stesso gruppo e quelle tra i diversi gruppi. Tali dati sono forniti da indagini WIM piuttosto che stazioni di carico;
- PCA si basa anch'essa su dati provenienti da stazioni di carico e contenenti le diverse proporzioni dei diversi assi ogni mille mezzi pesanti; pertanto, per la valutazione del numero di ripetizioni associate ad ogni asse *i*-esimo appartenente al *j*-esimo gruppo, richiede la conoscenza del numero cumulato di mezzi pesanti.

Sebbene le metodologie di dimensionamento richiedano in ingresso grandezze diverse, presentano iter procedurale simile per quanto concerne la determinazione del numero cumulato di mezzi pesanti, come evidenziato nel diagramma di flusso di Figura 4, salvo PCA che segue una procedura più semplificata. Per una trattazione più fluida, i diversi paragrafi faranno riferimento ad ogni step di tale processo.

3.1 Selezione del periodo di progetto

Il periodo di progetto rappresenta l'intervallo temporale entro cui l'esercizio della pavimentazione è garantito senza prevedere interventi di manutenzione straordinaria. Oltre ad essere un parametro fondamentale

all'interno dell'intero processo di gestione della pavimentazione, dipende dalla disponibilità finanziaria del progetto, l'importanza della strada, la probabilità che interventi di riprogettazione possano aumentare la capacità e che altri fattori esterni al traffico determinino dissesti tali da richiedere interventi di riabilitazione o ricostruzione. Il valore tipico ricade nell'intervallo compreso tra i 20 e i 40 anni ed è legato anche alla procedura di dimensionamento adottata: la norma francese NF P 98.086: 2019 [9] riporta le durate indicative in funzione della strategia di investimento prevista (Tabella 1). La guida Austroads suggerisce invece 30 – 40 anni, in linea con le prescrizioni di PCA.

Tabella 2 Durate indicative del dimensionamento [9]

Strategia di investimento	Durata indicativa di dimensionamento
Investimento iniziale elevato	20 – 30 anni
Investimento iniziale basso	10 – 15 anni
Investimento iniziale progressivo	10 – 15 anni

3.2 Selezione della corsia di progetto

Per le nuove costruzioni di norma si adotta la stessa soluzione strutturale, in termini di spessori e materiali, per tutte le corsie della carreggiata basandosi sul progetto della corsia più trafficata dai mezzi pesanti, nota come *corsia di progetto*. Nel caso di strade a più corsie per senso di marcia, quella oggetto del dimensionamento, nella maggioranza dei casi è la più esterna a sinistra. La distribuzione dei volumi di traffico dipende dal numero di corsie oltre che dalla vicinanza a intersezioni, rampe di accesso o di uscita [7].

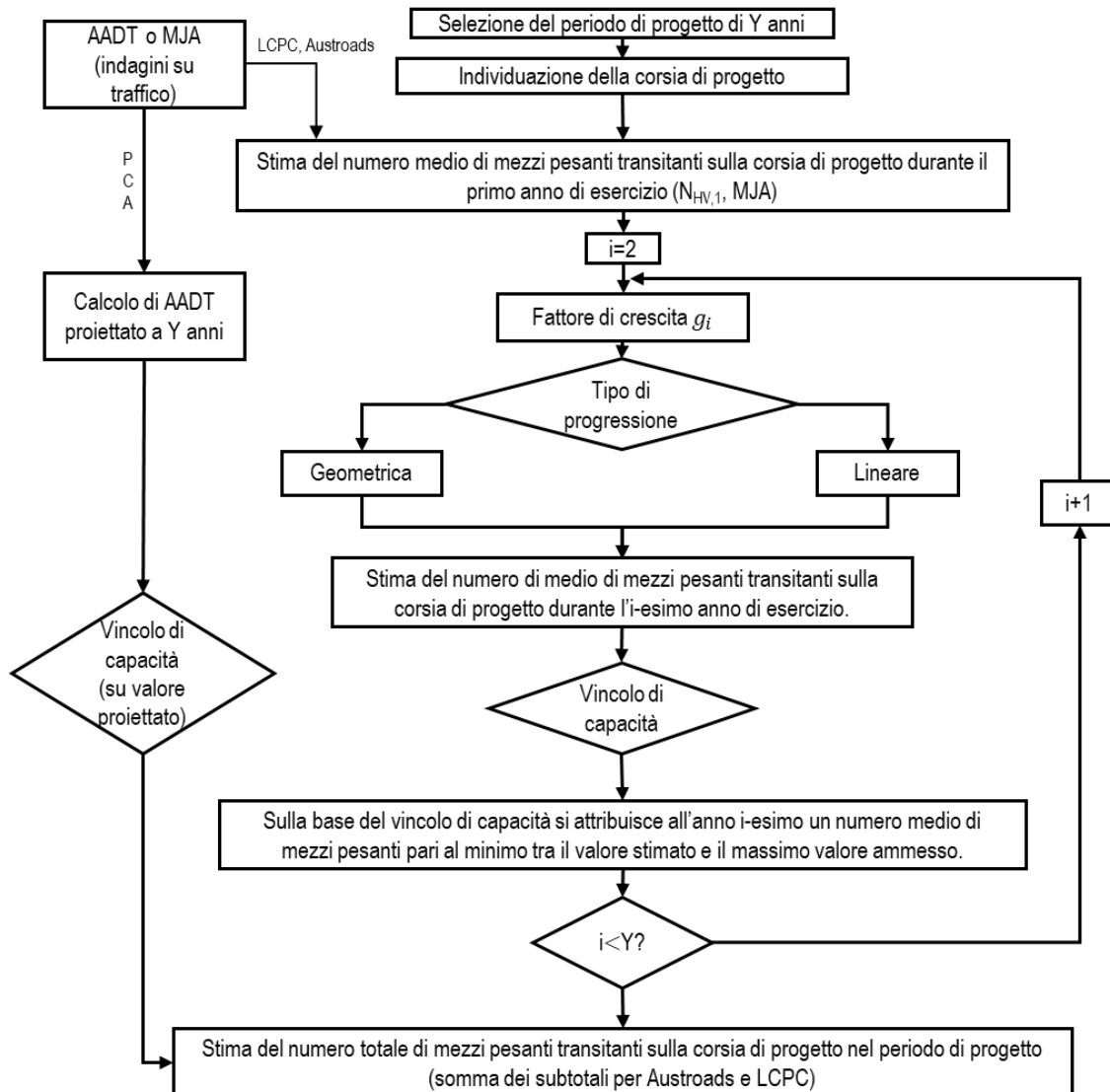


Figura 4 Schema per il calcolo del traffico di progetto in termini di mezzi pesanti

3.3 Volume di traffico all'entrata in servizio

La valutazione del volume di progetto parte dalla conoscenza del traffico medio giornaliero su base annua, altrimenti noto con l'acronimo inglese AADT (*Average Annual Daily Traffic*), in modo da non tenere in conto delle fluttuazioni di traffico giornaliero o settimanali.

A partire da tale valore, il numero di mezzi pesanti transanti sulla corsia di progetto all'entrata in servizio viene calcolato con la seguente equazione:

$$N_{HV,1} = 365 \cdot AADT \cdot DF \cdot P_{HV} \cdot LDF \quad (3.1)$$

Dove:

- AADT, è il traffico medio giornaliero su base annua valutato considerando entrambe le direzioni di marcia. Viene fornito da studi sul traffico provenienti da amministrazioni locali, Stati o uffici di pianificazione dei dipartimenti di trasporto (i.e. DOTI negli Stati Uniti). Nella procedura PCA viene indicato con il termine *current ADT*;
- DF, è il fattore direzionale del flusso e descrive la proporzione di volume di traffico nei due sensi di marcia;
- P_{HV} , è il valore percentuale di mezzi pesanti;
- LDF, detto *lane distribution factor*, rappresenta il flusso ripartito sulla corsia di progetto. Viene fornito a seguito di indagini sul traffico o, in assenza di dati disponibili, dalle diverse guide e cataloghi.

Tale grandezza nella procedura francese spesso viene già fornita ed è indicata come MJA, ovvero traffico medio giornaliero su base annua di mezzi pesanti sulla corsia di progetto.

$$N_{HV,1} \equiv MJA$$

3.4 Fattore di crescita

Per la determinazione del volume di traffico di progetto è necessario introdurre un tasso di crescita annuo che tenga in conto principalmente della domanda indotta e dell'aumento del tasso di motorizzazione [7]. Più specificamente, si parla di domanda indotta quando il numero di mezzi circolanti aumenta a seguito di un miglioramento dell'offerta viaria; l'incremento del tasso di motorizzazione e le scelte politiche volte all'aumento del carico limite per asse costituiscono altri elementi concorrenti alla necessità di introdurre tale fattore. Come si evince dal diagramma di flusso, il calcolo del numero di mezzi pesanti transitanti sulla corsia di progetto durante l'anno i -esimo dipende dalla progressione considerata, ovvero dalla relazione che sussiste tra il tasso di crescita annuale e il numero di mezzi pesanti transitanti nell'anno i -esimo.

Largamente impiegata dai vari metodi e articoli [7,11] è la progressione geometrica basata sulla formula del tasso di interesse composto, dove il valore all'anno i -esimo è pari al valore all'anno $i-1$ incrementato per il corrispondente tasso di crescita.

$$N_{HV_i} = (1 + g_i)N_{HV_{i-1}} \quad (3.2)$$

Dalla (3.2) ne consegue che la variazione $\Delta N_{HV_i} := N_{HV_i} - N_{HV_{i-1}}$ varia di anno in anno ed in particolare cresce secondo legge di potenza all'aumentare di i , a parità di g_i . Considerando il plot riportato in Figura 3, tratto dal foglio di calcolo redatto per i diversi metodi, si osserva come la pendenza della curva aumenti progressivamente al crescere del numero di anni.

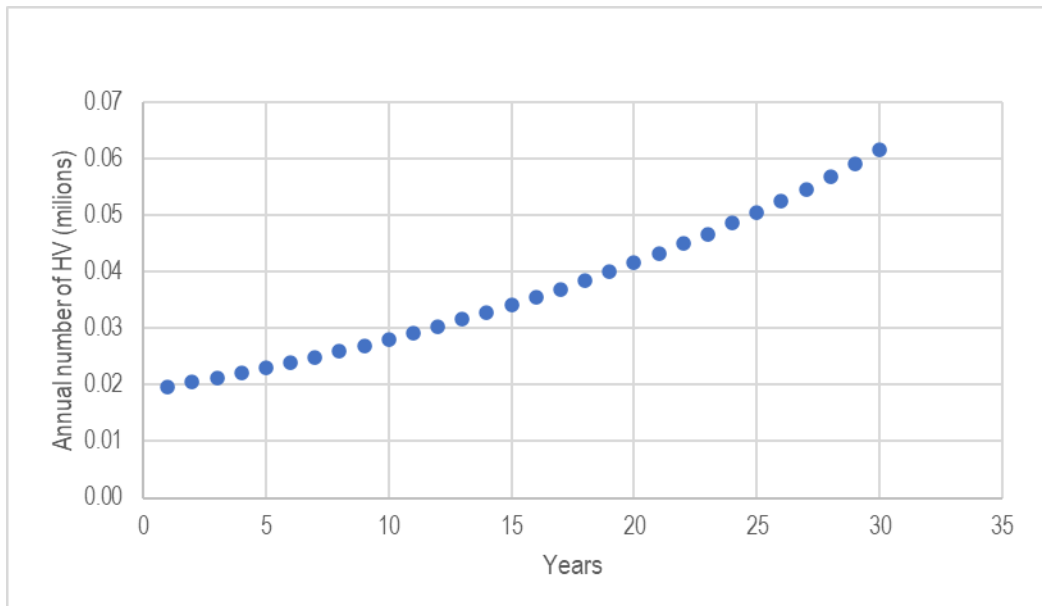


Figura 5 Progressione geometrica con tasso di crescita costante pari a 4% (da tool Excel "French Rational Method")

Al contrario, la progressione lineare o aritmetica, adottata nella procedura francese [9,10] a seguito di modifiche della normazione (in precedenza la guida adottava quella geometrica), prevede un incremento costante di anno in anno. Il valore all'anno i -esimo sarà dunque pari a

$$N_{HV_i} = N_{HV_{i-1}} + g_i N_{HV_1} \quad (3.3)$$

Pertanto,

$$\Delta N_{HV_i} := N_{HV_i} - N_{HV_{i-1}} = g_i N_{HV_1}$$

Dove in generale g_i può variare annualmente.

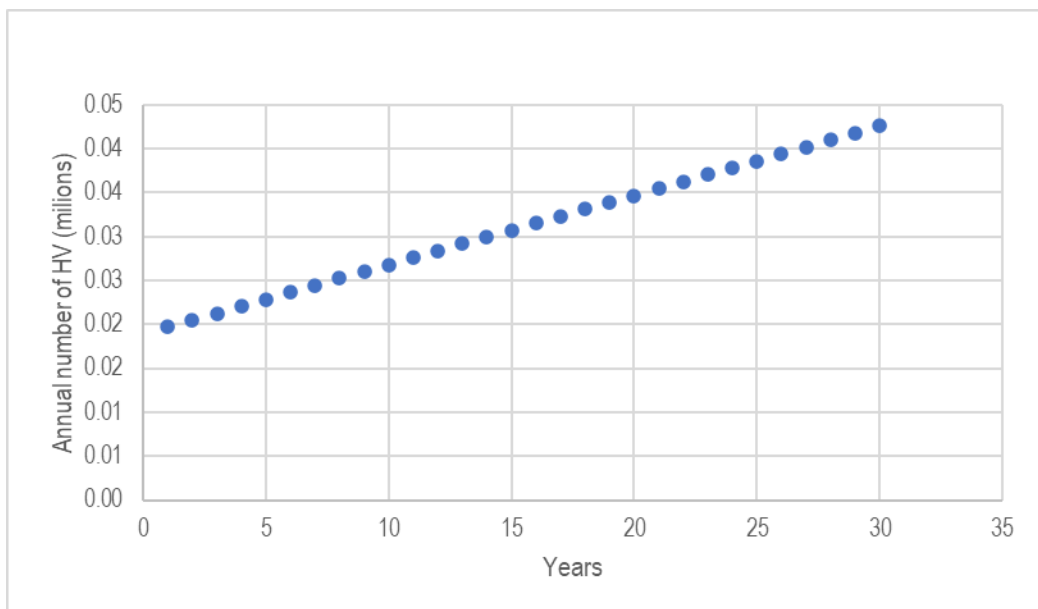


Figura 6 Progressione lineare con tasso di crescita costante pari a 4% (da tool Excel "French Rational Method")

Nel foglio di calcolo è possibile considerare eventuali variazioni annuali del tasso di crescita inserendo manualmente i valori.

3.5 Determinazione del numero di mezzi pesanti transitanti sulla corsia di progetto nell'anno i -esimo e del traffico di progetto

Il valore di numero di mezzi pesanti transitanti durante l'anno i -esimo viene calcolato sulla base della (3.2) o (3.3), a seconda del tipo di progressione considerata, noto il valore all'anno $i-1$. Per tenere in conto del vincolo sulla capacità, ossia del numero massimo di mezzi pesanti transitanti nell'unità di tempo e sulla corsia di progetto nelle condizioni prevalenti di traffico e infrastruttura, occorre di anno in anno selezionare il valore minimo tra N_{HVi} e la capacità annuale. Si ottiene così il flusso annuale massimo consentito dall'infrastruttura e sommando tutti i contributi si ricava il valore di progetto. La procedura precedentemente descritta viene agevolmente implementata nel tool di calcolo australiano, essendo l'unico che considera esplicitamente il vincolo sulla capacità, considerando due array riga di dimensioni pari alla durata di progetto (dato di input) rispettivamente definiti come flusso annuo di mezzi pesanti calcolato con l'equazione (3.2) e il massimo flusso annuo di mezzi pesanti considerando il vincolo sulla capacità. Il primo vettore è caratterizzato dall'aver componenti via via crescenti in virtù del tasso di crescita annuo considerato, il

secondo invece ha valore costante essendo riferito alla capacità. Il traffico di progetto è ottenuto a partire dalla ricerca del minimo tra le componenti omonime di questi vettori ed è rappresentato, solo ai fini grafici, mediante la linea continua grigia (Figura 7).

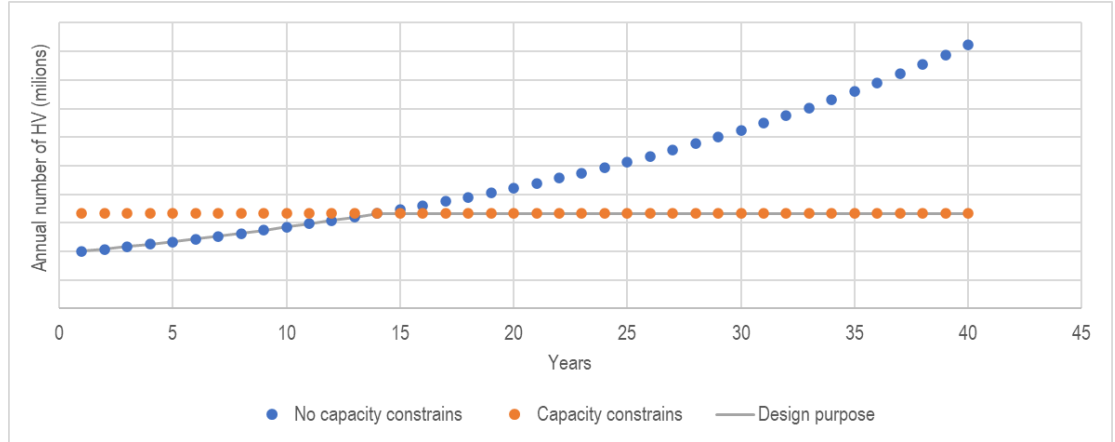


Figura 7 Flussi annui di mezzi pesanti

In assenza di vincoli sulla capacità, come nel metodo LCPC-SETRA, la curva di riferimento è quella blu. In questa condizione e assumendo il tasso di crescita stazionario, si può superare il calcolo annuale introducendo il fattore di crescita cumulato, CGF (*Cumulative Growth Factor*) riferito all'intero periodo di progetto. A seconda delle progressioni precedentemente considerate si ha:

$$CGF_{geometric} = \frac{(1 + g)^Y - 1}{g} \quad (3.4)$$

$$CGF_{linear} = Y + Y \frac{g}{2} (Y - 1) \quad (3.5)$$

Il valore cumulato di mezzi pesanti nel periodo di progetto viene valutato quindi con la seguente equazione

$$N_{HV} = AADT \cdot 365 \cdot DF \cdot \% \frac{HV}{100} \cdot LDF \cdot CGF = N_{HV,1} \cdot CGF \quad (3.6)$$

Sostituendo la (3.5) nella (3.6) si ottiene la stima del numero di mezzi pesanti nel periodo di progetto secondo LCPC-SETRA. La (3.4) nella (3.6) porta alla stima del numero di mezzi pesanti nel periodo di progetto sia secondo Austroads, sia considerando gli autori¹ del programma “PCAWIN” volto verificare i risultati ottenuti dalla PCA [11].

La valutazione del numero di mezzi pesanti nel caso di PCA viene effettuata nel primo anno di esercizio ed estesa all'intero periodo di progetto mediante l'impiego di un fattore di *proiezione* che assume un tasso di crescita costante sull'intero periodo di progetto di Y anni (3.7).

$$P = (1 + g)^{0.5 Y} \quad (3.7)$$

La (3.6) nel caso di PCA, diventa

$$N_{HV} = AADT \cdot 365 \cdot DF \cdot P_{HV} \cdot LDF \cdot (1 + g)^{0.5 Y} \cdot Y \quad (3.8)$$

La guida suggerisce di prendere in conto il vincolo sulla capacità considerando le prescrizioni indicate sul manuale HCM.

3.5.1 Calcolo del traffico di progetto secondo LCPC – SETRA

La guida tecnica di progetto del 1994 fornisce una classificazione del traffico riferita al valore medio giornaliero su base annua di mezzi pesanti transitanti sulla corsia di progetto nel primo anno di servizio, indicato con MJA (Moyenne Journalière Annuelle), definendo come mezzo pesante qualsiasi veicolo avente un carico utile superiore a 50 kN [5]. Tale asserzione è stata oggetto di modifiche, volte ad un'armonizzazione in ambito europeo, che hanno portato alla ridefinizione di mezzo pesante abbassando il valore soglia a 35 kN², quindi ad una riconversione dei valori secondo il nuovo riferimento (il numero di mezzi pesanti risulta essere il 25% in più rispetto al valore calcolato secondo la vecchia definizione di mezzo

¹ Gli autori del programma PCAWIN sono Ying-Haur Lee (Tamkang University, Taiwan) e Samuel H. Carpenter (University of Illinois, Stati Uniti). Lo sviluppo del software è stato condotto partendo da informazioni fornite direttamente da PCA, come tabelle e abachi, attraverso l'implementazione di risultati in forma chiusa oggetto di una trattazione più estesa tratta nel proseguo del documento.

² Norma NF P 98 – 086, definizione n. 3.5.3 [9]

pesante). Sulla base di MJA, chiamato anche TMJA (*Trafic Moyen Journalier Anuel*), vengono definite otto classi di traffico che consentono di stabilire i valori di affidabilità e di aggressività media trattati nel seguito [9].

Tabella 3 Definizione delle classi di traffico e della media geometrica di ogni intervallo in funzione del valore di TMJA [9]

Classe	T5	T4	T3-	T3+	T2-	T2+	T1-	T1+	T0-	T0+	TS-	TS+	TEX
TMJA _d dimensionnant	1 – 25	25 – 50	50 – 85	85 – 150	150 – 200	200 – 300	300 – 500	500 – 750	750 – 1 200	1 200 – 2 000	2 000 – 3 000	3 000 – 5 000	> 5 000
Moyenne géométrique	5	35	65	115	175	245	390	615	950	1 550	2 450	3 875	5 920

Il metodo francese prevede la determinazione del traffico di progetto in termini di numero di ripetizioni dell'asse di riferimento. Le relazioni che sussistono tra i diversi assi sono delle equivalenze di danno unitario (EALF), o aggressività, e sono ottenute dal calcolo delle sollecitazioni nella pavimentazione, tenendo conto del comportamento a fatica dei materiali. Pertanto, l'aggressività dei vari assi non viene espressa allo stesso modo ma dipende dal materiale, dal tipo di danno e dalla struttura stessa della pavimentazione. Viene definita attraverso la seguente equazione:

$$A := k \left(\frac{P}{P_0} \right)^\alpha \quad (3.9)$$

Dove:

- k è un coefficiente moltiplicativo che dipende dal tipo di asse e di pavimentazione;
- α è legato alla natura del materiale e della pavimentazione, per le rigide viene assunto pari a 12;
- P è il carico del generico asse, in kN;
- P_0 è il carico dell'asse di riferimento, ovvero singolo con ruote gemellate da 130 kN.

Tabella 4 Valori del parametro k per il calcolo dell'aggressività di un asse [5]

Tipologia	Singolo	Tandem	Tridem
JPCP (Dalles)	1	12	113
CRCP	1	N.D.	N.D.

Il coefficiente di aggressività medio, o CAM, ottenuto rapportando la somma del numero di passaggi dell'asse di riferimento per il numero di mezzi pesanti, NPL (*Nombre de poids lourds*), oggetto della statistica, dipende dunque dallo spettro di traffico.

$$CAM = \frac{1}{NPL} \left[\sum_i \sum_{j=1}^3 k_j n_{ij} \left(\frac{P_i}{P_0} \right)^\alpha \right] \quad (3.10)$$

In assenza di dati in merito, la NF P 98-086 fornisce dei valori di riferimento per le diverse classi di traffico. Si ricava quindi

$$NE = N_{HV} \times CAM \quad (3.11)$$

Il numero di ripetizioni dell'asse di riferimento consentirà la determinazione della massima tensione ammissibile considerando il solo criterio di rottura per fatica.

3.5.2 Calcolo del traffico di progetto secondo Austroads

Rispetto alla metodologia francese, quella australiana valuta il traffico di progetto N_{DT} in termini di valore totale dei gruppi di assi di mezzi pesanti HVAGs (*Heavy Vehicle Axle Groups*) la cui determinazione, a partire dal numero cumulato di mezzi pesanti nel periodo di progetto N_{HV} , richiede la conoscenza di un fattore di conversione che tenga conto di quanti gruppi di asse compongono in media un mezzo pesante, N_{HVAG} . Si ha pertanto

$$N_{DT} = N_{HV} \cdot N_{HVAG} \quad (3.12)$$

Dove:

- N_{HV} , è il numero cumulato di mezzi pesanti transitanti nella corsia di progetto durante il periodo di progetto;
- N_{HVAG} , è il valore medio di gruppi di asse per mezzo pesante. Si determina a partire dalla conoscenza della distribuzione dei carichi del traffico, ovvero delle proporzioni dei diversi gruppi di assi e, nell'ambito dello stesso gruppo, dei diversi carichi. Queste informazioni provengono da

indagini condotte con sistemi WIM impiegati specificamente per il progetto in questione o lavori di recente realizzazione, previa verifica di compatibilità.

Noti il numero cumulato di gruppi di assi (ossia il traffico di progetto per Austroads) e la distribuzione dei diversi carichi, attraverso un calcolo di proporzionalità si determina per ogni combinazione carico-tipo di asse il numero di ripetizioni attese. In Excel questo è ricondotto a moltiplicare i dati contenuti all'interno della tabella TLD, derivante da indagini sul traffico e pertanto dato di input, per il numero cumulato di assi presenti nel traffico di progetto, N_{DT} . In tal modo si ottiene il numero di ripetizioni attese per ogni asse di ogni gruppo, rappresentate in blu essendo dati di output (Figura 8).

Axle group load (kN)	Axle group type					Number of expected repetition for each AG				
	SAST (%)	SADT (%)	TAST (%)	TADT (%)	TRDT (%)	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT
300										
290										
280										
270										
260					0.008					474
250					0.0905					5358
240					0.2503					14818
230				0.016	0.7764				1658	45963
220				0.0322	2.339				3336	138469
210				0.0801	5.136				8298	304051
200			0.0555	0.3331	8.433			200	34509	499234
190			0.0723	0.8535	7.733			260	88423	457794
180			0.1367	1.863	6.097			492	193007	360942
170			0.2308	3.554	4.819			831	368194	285285
160			0.4279	5.717	4.115			1540	592281	243608
150			0.8439	8.03	4.008			3038	831908	237274

Figura 8 TLD fornita da indagini WIM (in giallo) e numero di ripetizioni attese (blu) (da tool Excel)

3.5.3 Calcolo del numero di ripetizioni previste secondo PCA

Le informazioni sulla distribuzione dei carichi del traffico (*Traffic Load Distribution*) risultano essere indispensabili per il calcolo del numero di ripetizioni attese dei diversi assi nel periodo di progetto anche PCA. I dati sono forniti da specifici studi sul traffico o sotto forma di tabelle "W-4" ricavate da una stazione di carico caratterizzata da spettri di traffico compatibili con quelli della pavimentazione oggetto del dimensionamento. Rispetto agli altri approcci, la Portland Cement Association, nel valore medio giornaliero su base annua di mezzi pesanti (AADTT) considera soltanto mezzi con sei o più ruote ed esclude autocarri e altri veicoli a quattro ruote [2,8]. A partire dal traffico di progetto N_{HV} calcolato precedentemente, noto il numero di assi, su mille mezzi pesanti, aventi carico i-esimo e appartenenti al gruppo j-esimo, $\frac{n_{i,j}}{1000}$, il numero di ripetizioni per ogni combinazione (i-j) è valutato con l'equazione seguente.

$$N_{ij} = \frac{n_{ij}}{1000} \cdot N_{HV} \quad (3.13)$$

La tabella seguente è ripresa dal tool in Excel per l'implementazione di PCA, con riferimento all'esempio "Design 1A" illustrato dalla guida. Nuovamente in giallo sono rappresentati dati di input derivanti da indagini sul traffico, riferite in questo caso a 13215 mezzi pesanti rilevati di cui 6918 unità da escludere dall'analisi per quanto detto in precedenza (ovvero il 52% circa). Pertanto, per valutare il numero di assi su mille mezzi pesanti corretto, occorrerà riproporzionare i valori di ingresso attraverso la seguente equazione, ricavando i valori "Adjusted axles per 1000 trucks" di Tabella 5.

$$\frac{n_{ij_{adj}}}{1000} = \frac{n_{ij}}{1000} \cdot \frac{1}{1 - 0.52} \quad (3.14)$$

Tabella 5 Dati di input (giallo) e riproporzionati per escludere dal calcolo i mezzi non idonei

Axle group load (kips) (1)	Axles per 1000 trucks (2)			Adjusted axles per 1000 trucks (3)		
	Single	Tandem	Tridem	Single	Tandem	Tridem
52		0.94			1.96	
50						
48		1.89			3.94	
46						
44		5.51			11.48	
42						
40		16.45			34.27	
38						
36		39.08			81.42	
34						
32		41.06			85.54	
30	0.28			0.58		
28	0.65	73.07		1.35	152.23	
26	1.33			2.77		
24	2.84	43.45		5.92	90.52	
22	4.72			9.83		
20	10.4	54.15		21.67	112.81	
18	13.56			28.25		
16	18.64	59.85		38.83	124.69	
14	25.89			53.94		
12	81.05			168.85		
10						

Si ricavano infine le ripetizioni attese applicando $n_{ij,adj}$ al posto di n_{ij} in (3.13).

Tabella 6 Dati di input (giallo) per la valutazione del numero di ripetizioni nel periodo di progetto (blu)

Axle group load (kips) (1)	Adjusted axles per 1000 trucks (3)			Axles in design period (4)		
	Single	Tandem	Tridem	Single	Tandem	Tridem
52		1.96			21304	
50						
48		3.94			42826	
46						
44		11.48			124783	
42						
40		34.27			372500	
38						
36		81.42			885001	
34						
32		85.54			929783	
30	0.58			6304		
28	1.35	152.23		14674	1654675	
26	2.77			30109		
24	5.92	90.52		64348	983914	
22	9.83			106848		
20	21.67	112.81		235544	1226196	
18	28.25			307065		
16	38.83	124.69		422065	1355327	
14	53.94			586305		
12	168.85			1835327		
10						

4 Affidabilità

La definizione formale proposta dalla maggior parte dei testi, suole indicare l'affidabilità di progetto come la probabilità che una pavimentazione, nella sua vita utile, sia in grado di perdurare al traffico di progetto senza dover prevedere interventi di manutenzione straordinaria [2,7]. Il rischio di calcolo, ovvero la probabilità di rottura nell'orizzonte temporale di progetto, è la definizione alternativa e ugualmente diffusa. Lo sviluppo del metodo razionale francese ha posto in evidenza l'interessante questione su quanto sia preferibile parlare di durata di dimensionamento iniziale piuttosto che di durata di vita della pavimentazione stessa, tenuto conto che i degradi non si sviluppano in maniera uniforme all'interno della sovrastruttura e che gli interventi di manutenzione, dettati da strategie di sicurezza ed economiche, hanno corso ben prima che si verifichi il completo dissesto. Emerge dunque l'aspetto centrale e fondamentale di questo capitolo.

Il comportamento in esercizio della pavimentazione non può prescindere dalle incertezze relative a tutte le variabili partecipanti alla definizione della soluzione strutturale poiché nessuna procedura di dimensionamento modella perfettamente il comportamento in esercizio della pavimentazione, anche se le condizioni ambientali e di traffico fossero controllate. Inoltre, i valori attribuiti alle proprietà dei materiali si riferiscono a idealizzazioni e semplificazioni di comportamenti ovviamente complessi. In ultimo, alcun processo costruttivo si realizza in perfetta coerenza con la configurazione di progetto, non solo per le incertezze legate ai materiali ma anche per quelle legate agli spessori della configurazione strutturale. Proprio per le ragioni di cui sopra, l'affidabilità risulta essere un parametro che mal si inquadra all'interno di una sola variabile esogena, ma concorre nella caratterizzazione completa di tutte le altre.

Il diagramma di flusso di Figura 9 riassume quanto detto precedentemente. Preme far notare che le condizioni climatiche, benché non compaiano esplicitamente, risultano incorporate nelle proprietà dei materiali. Nei capitoli successivi verrà evidenziato il ruolo dell'affidabilità nei materiali attraverso l'introduzione dei valori caratteristici, mentre nel seguito viene esplicitato più nel dettaglio l'influenza che ha sul traffico di progetto.

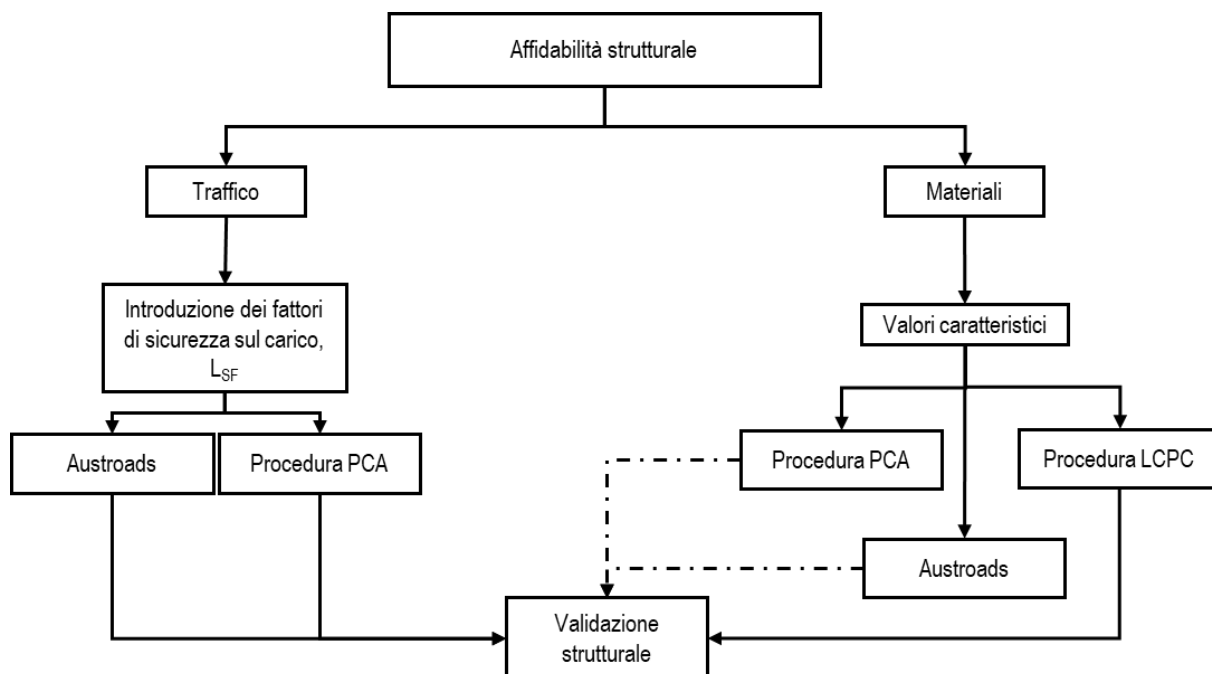


Figura 9 Implicazioni dell'affidabilità nelle variabili esogene e parti della procedura razionale

4.1 Livelli di affidabilità secondo LCPC-SETRA

Tenuto conto che la durata di progetto della pavimentazione è associata ad una probabilità di non superamento prefissata, non sorprende che il livello di affidabilità richiesto sarà tanto più elevato quanto più importante è la strada. A questo proposito il catalogo delle pavimentazioni francesi sviluppa le diverse soluzioni stratigrafiche distinguendo la rete stradale d'oltralpe in due categorie;

- Voies du réseau structurant, VRS: ovvero strade primarie volte ad unire i principali poli urbani, economici e turistici dei diversi territori, oltre ad incentivare gli scambi con gli altri Paesi europei sulle principali direttrici internazionali;
- Voies du réseau non structurant, VRNS: tutte le altre strade non rientranti nella prima categoria.

La sostanziale differenza, ai fini della progettazione, consiste nei diversi periodi di progetto (o durate di dimensionamento iniziale), rispettivamente di 30 e 20 anni. Il ragionamento alla base di questa distinzione risiede nel minimo livello di servizio da garantire tenendo conto delle eventuali problematiche al deflusso derivanti dalla presenza di cantieri manutentivi [12]. Proprio sulla base del traffico di progetto vengono

definiti i valori di rischio di calcolo adottati per la definizione delle differenti configurazioni strutturali presenti in catalogo.

Tabella 5 Valori dei parametri di calcolo per pavimentazioni rigide tratti da catalogo [10]

Classe di traffico (valori cumulati)	TC2	TC3	TC4	TC5	TC6	TC7	TC8
Durata di dimensionamento iniziale	30 anni						
	20 anni						
Rischio di calcolo (%)	12.5	10	7.5	5	2.5	1	1

Tenendo conto degli aggiornamenti nel corso del tempo, e dei differenti meccanismi di rottura degli strati componenti, la norma [9] fornisce i valori di rischio da adottare come riferimento, fermo restando che si tratta di una scelta del progettista in relazione all'utilizzo della strada, delle caratteristiche della rete e delle strategie di investimento e manutenzione previste.

Tabella 6 Valori tipici di rischio di progetto in funzione della classe di traffico [9]

Classe di traffico (TMJA)	TEX	TS	T0	T1	T2	T3	T4	T5
Lastra	1	1	2.8	5	7.5	15	25	25
Fondazione per PCP	2	2	5.6	10	15	25	25	25
Fondazione per CRCP e JPCP (con dowel)	50	50	50	50	50	50	50	50

Si anticipa che il rischio viene preso in conto nella validazione strutturale attraverso il coefficiente moltiplicativo k_r per la valutazione della tensione ammissibile. Pertanto, valori di rischio via via più bassi implicano k_r sempre più piccoli e minori dell'unità, comportando la riduzione della massima tensione ammissibile e rendendo quindi la disuguaglianza con la tensione generata dall'asse di riferimento sempre più restrittiva. Nel foglio di calcolo realizzato sono stati incorporati i valori prescritti dal riferimento normativo riferiti a Tabella 6.

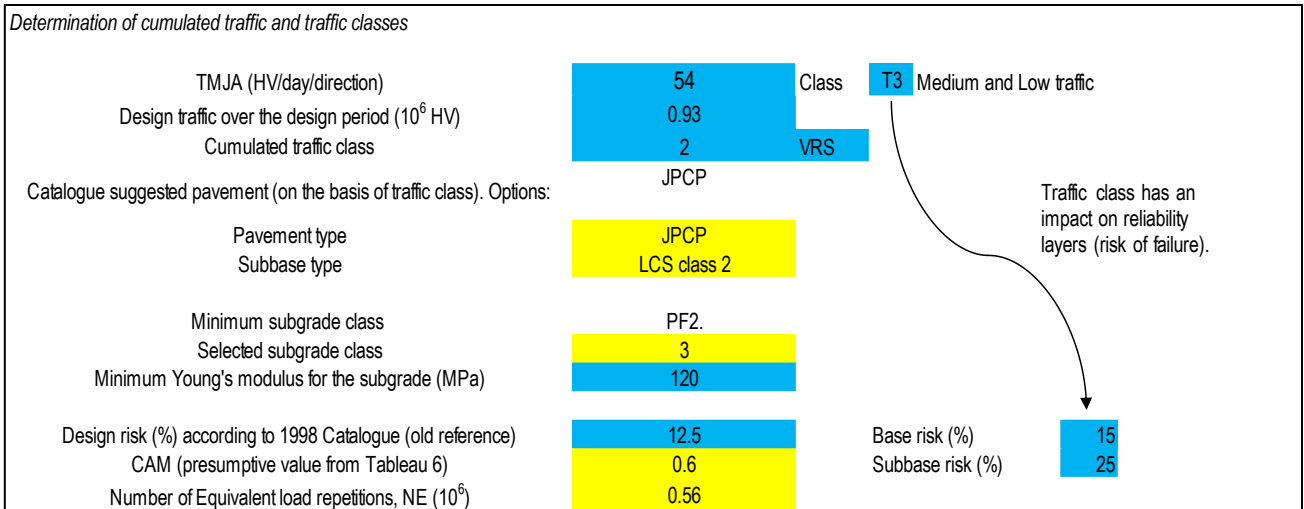


Figura 10 Cattura a schermo del foglio di calcolo "Input data" del metodo LCPC-SETRA

In Figura 10, oltre ad essere esplicitata la relazione tra rischio di calcolo e classe di traffico MJA introdotta pocanzi, sono riportate le soluzioni strutturali consigliate dal catalogo, funzione della classe cumulata di traffico TC.

4.2 I livelli di affidabilità secondo Austroads e PCA

Precedentemente è stato evidenziato il ruolo del rischio di calcolo all'interno della variabile traffico per la procedura di dimensionamento proposta da LCPC – SETRA e come questo si riveli essere fondamentale ripercuotendosi nella validazione strutturale, che verrà trattata nel relativo capitolo. Lo stesso si può osservare nel caso di Austroads e di PCA.

La Portland Cement Association fornisce indicazioni sui fattori di amplificazione dei carichi (*Load Safety factors*) in base alla tipologia di infrastruttura considerata (Tabella 7) e indirettamente, al traffico di progetto, senza discriminare la soluzione strutturale ipotizzata in partenza [8] (ossia se JPCP, JRCP o ancora CRCP).

Tabella 7 LSF prescritti da PCA [8]

Tipologia di infrastruttura	LSF
Casi particolari per cui viene richiesto un livello di servizio più elevato del normale durante tutto il periodo di progetto	1.3
Strade interstatali e altre tipologie multicorsia caratterizzate da elevati volumi di traffico soggetto a condizioni di deflusso ininterrotto.	1.2
Autostrade e strade principali interessate da moderati volumi di traffico di mezzi pesanti.	1.1
Strade, strade residenziali e altre strade con piccoli volumi di traffico di mezzi pesanti.	1.0

La guida australiana [7], in maniera del tutto simile, definisce dei coefficienti maggiorativi da applicare ai carichi sulla base della tipologia strutturale e del livello di affidabilità in funzione del traffico medio giornaliero su base annua, AADT (Tabelle 8, 9).

Tabella 8 Valori suggeriti di affidabilità secondo Austroads (Table 2.1) [7]

Road class	Project reliability (%)
Freeway	95–97.5
Highway: lane AADT > 2000	90–97.5
Highway: lane AADT ≤ 2000	85–95
Main road: lane AADT > 500	85–95
Other roads: lane AADT ≤ 500	80–90

Tabella 9 Coefficienti di sicurezza per le pavimentazioni rigide (Table 9.2) [7]

Pavement type	Project design reliability				
	80%	85%	90%	95%	97.5%
PCP	1.15	1.15	1.20	1.30	1.35
Dowelled and CRCP	1.05	1.05	1.10	1.20	1.25

Si anticipa che, anche per questi approcci, l'affidabilità strutturale interviene nella validazione strutturale. Tuttavia, rispetto al caso precedente, si vanno ad amplificare le azioni per coprire le incertezze inerenti materiali, spessori e valutazione del traffico non soltanto perché quest'ultimo si basa su un fattore di crescita ipotizzato e non effettivo, ma anche per eventuali modifiche normative sui carichi limite ammessi [8]. Le tabelle precedentemente mostrate sono state implementate nelle relative procedure in ambiente Excel (Figure 11, 12).

Pavement typology	PCP	
Shoulders	Without concrete shoulders	
Modulus of subgrade reaction k (pci)	100	
Modulus of rupture (psi)	650	
Subbase type	Treated Subbase	
Subbase thickness (in)	4	
Design k value (pci)	280	
Load Safety Factor (LSF)	1.20	
Young modulus of concrete (psi)	4000000	
Poisson's ratio of concrete	0.15	

In the design procedure the axle loads are multiplied by a load safety factor LSF which depends on the type of facility. More specifically,

- For Interstate and other multilane projects where there will be uninterrupted traffic flow and high volumes of truck traffic, LSF=1.2;
- For highways and arterial streets where there will be moderate volumes of truck traffic, LSF=1.1;
- For roads, residential streets, and other streets that will carry small volumes of truck traffic, LSF=1.0.

Since it is necessary to adopt a certain degree of conservatism such to account unpredicted truck overloads and normal construction variations in material properties and layer thicknesses, above the basic level of conservatism (LSF=1.0), load safety factors of 1.1 and 1.2 will provide a greater allowance for the possibility of unpredicted heavy truck loads and volumes. In special cases, the use of 1.3 (to be forcibly input in the cell) may be justified to maintain a higher-than-normal level of pavement serviceability through the design period.

Figura 11 Valutazione di LSF in ambiente Excel per PCA considerando il sample problem 1A della guida [8]

Design traffic (HVAG)	4.00E+07	
Pavement typology	PCP	
Shoulders	Concrete shoulders	
Project Reliability (%)	95	
CBR (%)	80	
Concrete flexural strength (MPa)	85	
	90	
	95	
	97.5	
Minimum SB type	150 mm LCS	
Load Safety factor (9.2)	1.30	

Design reliability
Select the project reliability

Figura 12 Selezione dell'affidabilità nel tool relativo alla procedura australiana

5 Materiali

Per caratterizzazione dei materiali s'intende l'attribuzione dei parametri meccanici necessari alla determinazione della risposta strutturale della pavimentazione che non può prescindere dal modello strutturale assunto. La natura non continua della sovrastruttura e le configurazioni di carico più critiche nei riguardi dei diversi dissesti, rendono il multistrato elastico poco rappresentativo del comportamento della pavimentazione, in favore di modelli basati sulla teoria delle piastre o ancora agli elementi finiti. Nonostante ciò, tuttavia continua ad essere impiegato, come accennato nella parte introduttiva, da LCPC – SETRA nella metodologia razionale francese. Il diagramma di flusso riportato in Figura 13 mostra l'iter per la definizione completa delle caratteristiche meccaniche partendo dal comportamento del sottofondo in quanto principale discriminante tra i metodi *PCA based* e l'approccio francese.

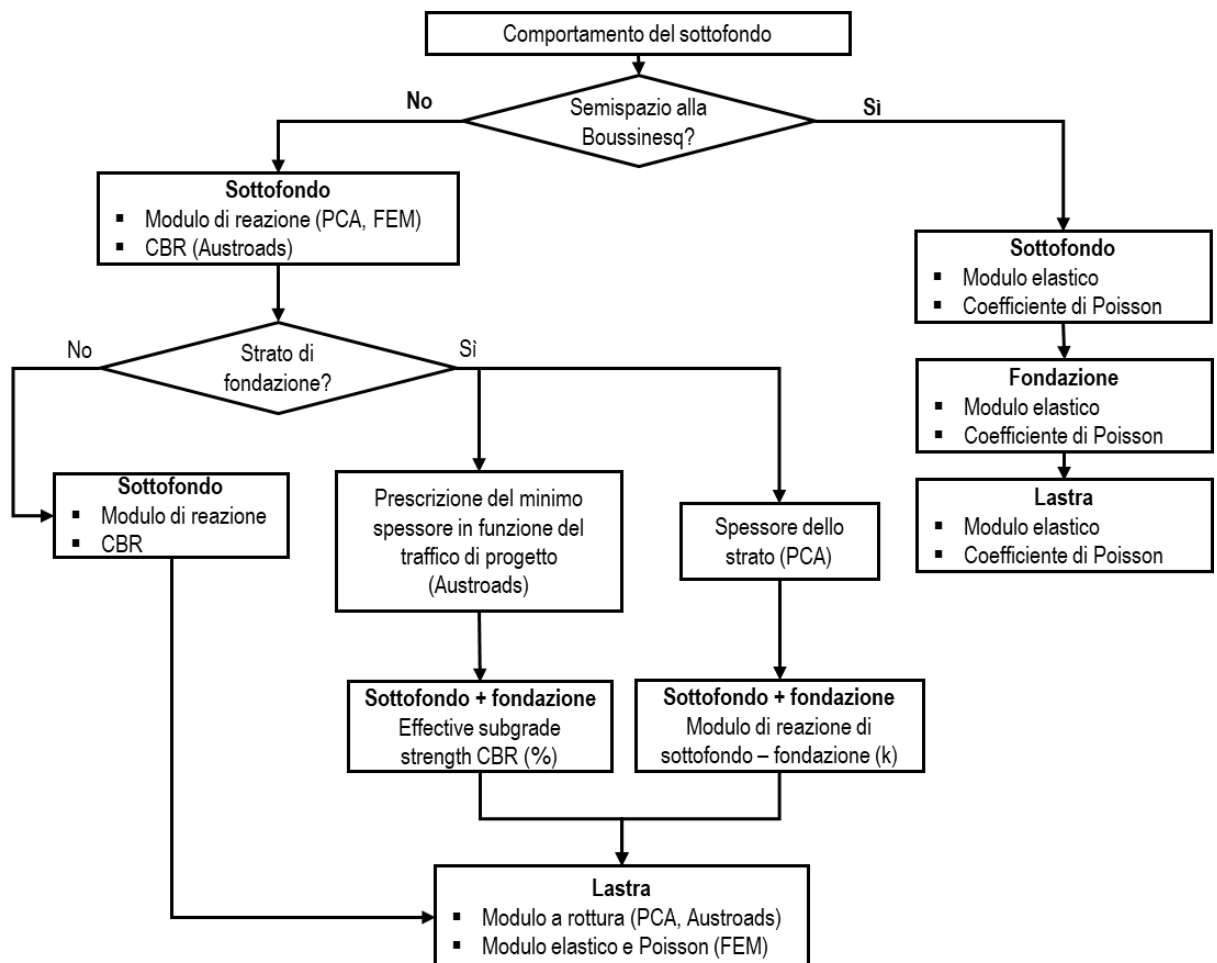


Figura 13 Diagramma di flusso che illustra i parametri di interesse in funzione del comportamento del sottofondo

5.1 Il comportamento del sottofondo

La risposta strutturale fornita dal sottofondo risulta essere uno dei fattori che condiziona maggiormente lo spessore della lastra nonché l'integrità strutturale e le prestazioni della pavimentazione in esercizio. Nella geotecnica stradale i terreni vengono modellati come mezzi trifase ed il loro comportamento è elastoplastico viscoso, dipendente dalle condizioni di carico oltre che dalla natura e dallo stato idrico del terreno, questi ultimi caratterizzabili mediante i sistemi di classificazione proposti dalle diverse guide e norme (i.e. AASHTO, SETRA)

Il principale requisito richiesto è la portanza, ovvero la resistenza offerta alle deformazioni, siano esse di natura elastica o plastica. In virtù del comportamento viscoso del mezzo, quelle associate ad azioni dinamiche risultano inferiori rispetto a quelle conseguenti ad azioni statiche di pari intensità in quanto nelle prime prevale la componente elastica. Si può pertanto concludere che la capacità portante, per un dato sottofondo, è maggiore in presenza di carichi dinamici [13] e alla luce di quanto detto, a seconda della natura dei carichi, occorrerà prevedere diverse modalità di indagine volte ad individuare gli appropriati parametri meccanici.

La capacità portante dei sottofondi viene poi rappresentata da grandezze di natura prettamente empirica e da altre inquadrabili in teorie più ampie. Le prime, non inducendo uno stato tensodeformativo compatibile con le condizioni di esercizio, danno delle indicazioni di massima, ovvero degli indici di qualità meccanica che possono essere utilizzati per apprezzare le caratteristiche intrinseche del materiale grazie a correlazioni empiriche di comprovata validità [1]. Tra queste vi è la prova CBR che, oltre ad essere economica e rapida, fornisce informazioni sulla portanza per differenti condizioni di addensamento e umidità.

Le seconde, invece, si riconducono a una delle due teorie seguenti:

- Il modello di Boussinesq assume il terreno come un semispazio elastico lineare omogeneo e isotropo, caratterizzato da modulo elastico, E , e coefficiente di Poisson, ν .
- Il modello di Winkler considera il terreno come un mezzo elastico lineare avente un legame costitutivo di tipo locale e pertanto caratterizzato dal modulo di reazione, K .

Per una trattazione più completa di queste due, si rimanda al capitolo relativo all'analisi strutturale. La determinazione dei rispettivi parametri avviene misurando i cedimenti ottenuti per effetto dell'applicazione di un carico volto a ricreare nel terreno in situ, piuttosto che nel campione di laboratorio, uno stato

tensodeformativo compatibile con le condizioni di esercizio. Per tale ragione le prove principalmente impiegate sono quelle di carico su piastra piuttosto che in cella triassiale, come si vedrà nel proseguo.

Sulla base dei risultati raccolti per lo studio del comportamento del terreno sotto l'azione dei carichi esterni, volto ad individuare quale tra i due modelli introdotti sopra sia quello che approssima meglio la risposta reale, è stato osservato che per piastre di piccole e medie dimensioni i cedimenti crescono con legge approssimativamente lineare all'aumentare del diametro, almeno fintanto che questo si mantiene inferiore al valore limite di 760 mm, oltre il quale gli abbassamenti possono ritenersi indipendenti dalla dimensione della piastra (Figura 14). È bene osservare infatti che, aumentando il diametro, gli incrementi di tensione interessano strati via via sempre più profondi e caratterizzati da una minore deformabilità, sia per il loro naturale processo di consolidazione sia per le maggior tensioni di confinamento a cui risultano sottoposti, pertanto la risposta è costante [13]. Le evidenze sperimentali, condotte storicamente su piastre di piccoli diametri, portarono Peltier [15] e altri autori francesi ad accettare il modello di Boussinesq come riferimento, sviluppando a partire da esso, con le implicazioni di Burminster, la procedura di dimensionamento oggetto di studio.

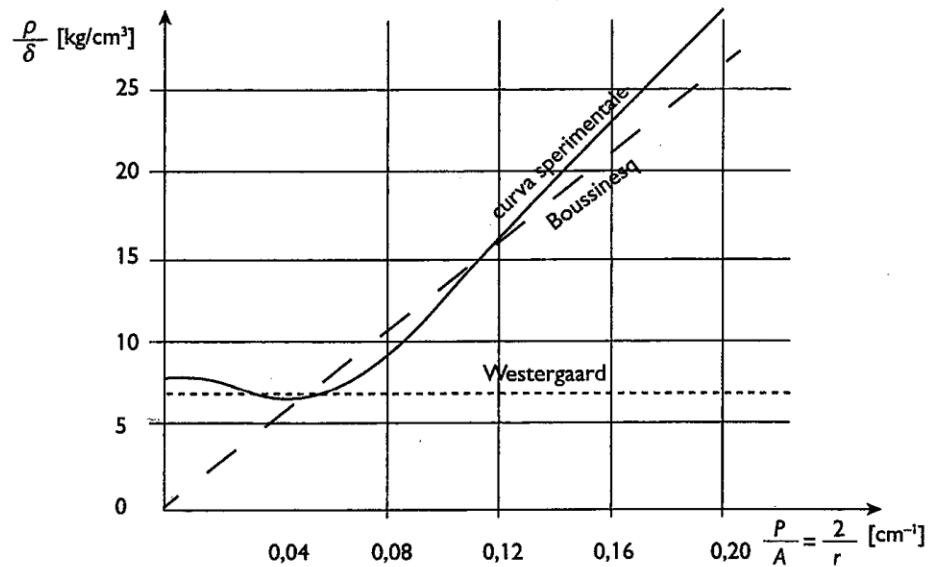


Figura 14 Influenza del diametro della piastra sul cedimento misurato [1]

Dal punto di vista operativo la valutazione del parametro mediante prove in sito ha il notevole vantaggio di riferirsi alle reali condizioni dei materiali e, intrinsecamente, alle disomogeneità presenti. D'altra

parte, però non sono in grado di fornire indicazioni sulle modifiche della portanza al variare dello stato di addensamento e del contenuto d'acqua, queste ultime peculiarità dei test condotti su campioni di terreno prelevati in sito e portati in laboratorio. La scelta del contenuto d'acqua a cui riferire il valore di portanza deve essere fatta in maniera oculata al fine di scongiurare errori di dimensionamento e per tale ragione, in presenza di fluttuazioni nell'arco della vita utile dell'opera, è buona norma suddividere l'intero periodo di progetto in intervalli, entro cui assumere il valore di contenuto d'acqua costante, ciascuno caratterizzato dal proprio valore di portanza. Il danno complessivo, che viene valutato con i metodi razionali, sarà dato dalla somma dei danni calcolati in ogni singolo intervallo. Nel caso in cui sia noto che il contenuto d'acqua subirà variazioni ma non si riesce a prevederne l'entità, è consuetudine riferire i parametri rappresentativi di portanza alle condizioni peggiori ossia quelle di terreno saturo [7].

Infine, i requisiti di capacità portante richiesti al sottofondo non sono relativi soltanto al sostentamento della pavimentazione in esercizio ma riguardano anche la sua fase costruttiva. Questo secondo aspetto risulta essere il più restrittivo in quanto è necessario che il valore di portanza non scenda al di sotto di certi livelli, al fine di garantire la transitabilità dei mezzi di cantiere ma anche la regolarità del piano di posa e il corretto costipamento degli strati della sovrastruttura. Qualora il terreno in sito non soddisfi tali requisiti, si dispone su di esso uno strato migliorativo costituito da materiale eventualmente legato e avente sufficiente rigidità. L'impiego di tale soluzione, oltre a sopperire alla mancanza di portanza, si rivela particolarmente utile nel contrastare la risalita capillare e l'inquinamento dello strato di fondazione da parte dell'argilla eventualmente presente nel sottofondo. Lo strato migliorativo, ove adoperato, non viene considerato parte della sovrastruttura in quanto dotato di uniformità, spessore e grado di costipamento non compatibili con essa [13]. La modalità con cui questo verrà considerato nel dimensionamento è a discrezione del metodo e dell'autore che l'ha proposto.

5.1.1 Metodi razionali di misura della portanza

Nelle pavimentazioni rigide lo stato tensodeformativo causato dai carichi transienti è legato sia all'aliquota elastica che plastica del cedimento; ne consegue che il valore di portanza dovrebbe riferirsi ad entrambi i contributi. In genere, in presenza di modelli strutturali in grado di tener conto della perdita di supporto legata alle deformazioni residue, è possibile ricondurre la portanza al solo contributo elastico [13]. A seconda della natura del carico si considereranno parametri statici o dinamici, la cui trattazione nel dettaglio esula dagli scopi di questo lavoro.

5.1.1.1 Portanza del sottofondo secondo LCPC-SETRA

Secondo questo approccio la pavimentazione viene modellata come un multistrato elastico, e i parametri meccanici caratterizzanti il sottofondo sono il modulo elastico e il coefficiente di Poisson. La misura del modulo elastico avviene mediante prova diretta di carico su piastra da 60 cm di diametro. Il campo di applicabilità della prova è su rilevati e strati di sottofondo costituiti da materiale a grana grossa con diametro massimo pari a 200 mm [1]. La prova consta di due cicli di carico [18]

- Primo ciclo: si carica fino al raggiungimento della pressione di 0.25 MPa. Raggiunto tale valore, si mantiene fintanto che il cedimento della piastra, misurato su un periodo di 15 s, resti superiore a 0.2 mm. Questo valore corrisponde al cedimento del sottofondo a stabilizzazione avvenuta;
- Si procede allo scarico. Si osserva un'aliquota del cedimento non recuperata pari a z_0 ;
- Secondo ciclo: si carica fino al raggiungimento di 0.20 MPa. Si mantiene il carico fino a stabilizzazione, come per il primo ciclo. Si misura il cedimento totale z_1 della piastra alla fine del secondo ciclo di carico o si rileva z_2 nel caso sia avvenuta una reinstallazione del comparatore al termine del primo scarico.
- Si annulla quindi il carico.

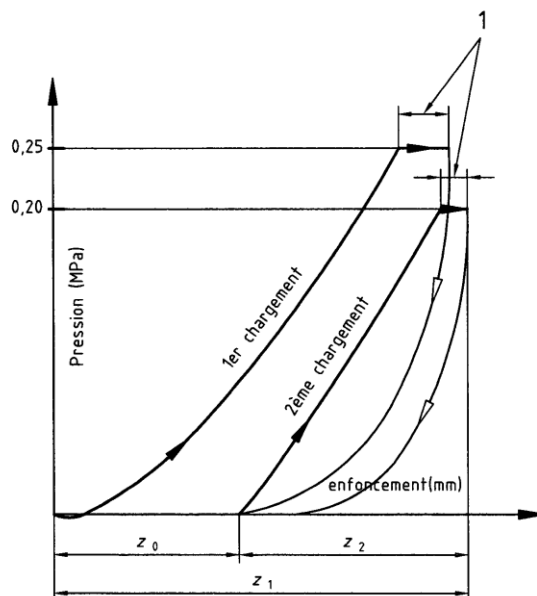


Figura 15 Schema di carico-scarico della prova tratto dalla norma di riferimento [18]

Il valore di modulo E_{V2} si ricava a partire dall'equazione di Boussinesq per la valutazione del cedimento sotto il centro di una piastra rigida di diametro D .

$$E_{V2} = \frac{\pi}{4} (1 - \nu^2) \frac{p_2 D}{z_2} \quad (5.1)$$

dove:

- p_2 , è la pressione sul terreno al secondo ciclo di carico;
- D , è il diametro della piastra;
- z_2 , è il cedimento che si ha nel secondo ciclo, ottenuto sottraendo il cedimento residuo del primo ciclo a quello complessivo.

A breve termine, il sottofondo deve presentare delle caratteristiche minime di portanza con E_{V2} pari a 50 MPa nel caso di cantieri ordinari e 80 MPa nel caso di cantieri autostradali [5]. A lungo termine, ai fini del dimensionamento strutturale, il piano di appoggio del rilevato avrà una classe di portanza che è il risultato del comportamento del sottofondo ed eventualmente dello strato migliorativo (indicato nella guida originale come *couche de forme* o *chopping layer* [19] nella versione inglese), valutabili sulla base della natura dei materiali e dal loro stato idrico, assumendo per quest'ultimo le condizioni più sfavorevoli.

Per tale ragione vengono definite sette diverse tipologie di parte superiore del rilevato (*Partie Superieure du Terrassement, PST*) dipendenti dalla categoria di stato idrico dei materiali che lo costituiscono, da una valutazione generale della pavimentazione alla messa in servizio e dal valore di portanza a lungo termine del piano di livellamento del rilevato, PLR, valutata con prova di carico su piastra, piastra dinamica o sulla base della misura della deflessione sotto l'asse di riferimento, solo nel caso in cui i terreni siano insensibili all'acqua o che lo stato idrico al momento della misura sia rappresentativo delle condizioni più sfavorevoli di esercizio. Nel caso di terreni fini tale modulo può essere stimato, a partire da prove CBR su campioni preparati con tenori d'acqua rappresentativi delle condizioni idriche nuovamente più sfavorevoli.

Tabella 10 Classe di portanza a lungo termine del PLR [5]

Modulo (MPa)	20	50	120	200
Classe del piano di livellamento del rilevato	AR1	AR2	AR3	AR4

I valori riportati in Tabella 10 rappresentano i limiti inferiori di ogni classe di portanza del PLR. Laddove la classe di PST non preveda l'inserimento di uno strato migliorativo volto ad aumentare la portanza del piano di sottofondo, la guida prescrive l'adozione di un coefficiente di Poisson pari a 0.35 e di un modulo di Young corrispondente al limite inferiore della classe di appartenenza (Tabella 10).

In caso contrario, viene fornito un valore di spessore consigliato h_p che, confrontato con quello assunto nel progetto h_{cdf} , ricade in uno di questi tre scenari:

- Se $h_{cdf} < h_p$, si seleziona la classe di portanza a lungo termine del piano di appoggio della fondazione uguale alla classe di portanza a lungo termine del piano di livellamento del rilevato, $PF_i = AR_i$.
- Se $h_{cdf} = h_p$, si attribuisce la classe di portanza a lungo termine del piano di appoggio della fondazione PF_i , indicata sul manuale GTR "Guide pour la construction des terrassements" con riferimento al caso di PST e la classe di portanza del piano di livellamento del rilevato.
- Se $h_{cdf} > h_p$, occorre distinguere la natura del materiale per poter attribuire la classe di portanza del piano di appoggio, che in ogni caso viene effettuato considerando le relative tabelle e gli abachi riportati sul manuale GTR.

Nei casi comuni, in cui valgono le regole di surclassamento suddette, ai fini del dimensionamento strutturale ciò che si trova al di sotto del piano di appoggio della fondazione viene assimilato ad un semispazio omogeneo descritto da un modulo di Young corrispondente al limite inferiore della classe di portanza del piano di appoggio, PF, e un coefficiente di Poisson pari a 0.35 [5].

Nei casi particolari in cui la sottofondazione venga considerata nel modello di calcolo come uno strato indipendente della pavimentazione, occorrerà disporre di dati più precisi in merito alle caratteristiche meccaniche del sottofondo e di tale strato aggiuntivo, validate attraverso prove eseguite sul piano di appoggio della fondazione, tra cui misure del modulo di deformazione per materiali non trattati e prove di resistenza a trazione diretta o indiretta su provini trattati con leganti idraulici.

5.1.1.2 Portanza del sottofondo secondo PCA

La determinazione del parametro che per PCA caratterizza il sottofondo consiste nella misura del modulo di reazione, K , ottenuto a partire dalla prova di carico su piastra. Le dimensioni della stessa, 760 mm di diametro, ricadono nel dominio di validità dell'equazione costitutiva di Winkler ovvero, come mostrato precedentemente in Figura 14, a parità di pressione, il valore di cedimento risulta indipendente dal diametro della piastra.

$$p = K \cdot \delta \quad (5.2)$$

dove:

- p , pressione sul sottofondo;
- K , modulo (o costante) di reazione;
- δ , cedimento del piano di sottofondo.

Il modulo di reazione, definito come il rapporto tra la pressione p agente sul piano di sottofondo e il cedimento δ dello stesso durante una prova a ciclo unico, viene valutato con uno dei seguenti metodi:

- Il metodo di Westergaard prevede la determinazione di K sulla base del valore di pressione p^* da applicare per avere un prefissato cedimento δ^* (pari a 0.05" ossia 0.127 cm).

$$K := \frac{p}{\delta} = \frac{p^*}{0.127} \cdot 100 \quad \left[\frac{MPa}{m} \right] \quad (5.3)$$

- Il metodo proposto da US Corps of Engineers valuta K in base al cedimento provocato da un carico che trasmette sul sottofondo una pressione di 0.07 MPa.

$$K := \frac{p}{\delta} = \frac{0.07}{\delta} \quad \left[\frac{MPa}{m} \right] \quad (5.4)$$

Tra le due modalità è da preferire, in relazione alla natura e allo stato dei terreni di sottofondo oggetto di indagine, quella che permette di registrare curve *pressioni – cedimenti* linearmente crescenti come previsto dall'equazione costitutiva di Winkler [2].

5.1.2 Metodi empirici di misura della portanza

La misura più rappresentativa è l'indice CBR e si presta bene ad evidenziare gli effetti delle variazioni di densità e del contenuto d'acqua sulla resistenza meccanica delle terre. Il campo di applicabilità richiede che il materiale passi il setaccio da 22.4 mm [1]. I provini, differenti per contenuto d'acqua, vengono compattati all'interno di fustelle in acciaio secondo le modalità previste dalla prova Proctor, in questo modo si ottengono le relative curve di costipamento e i riferimenti per l'addensamento in cantiere. Al termine di questa prima fase, laddove previsto, si procede al condizionamento dei campioni di prova mediante immersione in acqua per 96 ore, nel corso delle quali si registra il rigonfiamento al fine di verificare che il campione abbia raggiunto saturazione completa. Tale intervallo temporale risulta essere insufficiente per i terreni coesivi, che richiedono tempi più lunghi nel caso si desideri ottenere un valore di CBR a saturazione completa.

Segue la fase di carico, che consiste nel penetrare il provino con un pistone cilindrico e misurare i carichi che provocano prefissati valori di cedimento pari a 2,5 mm e 5,0 mm. Le misure ottenute vengono confrontate con quelle standard riferite al terreno californiano su cui la prova è tarata.

$$CBR_{2.5} = \frac{F_{2.5}}{13.2} \cdot 100 \quad (5.5)$$

$$CBR_{5.0} = \frac{F_{5.0}}{20} \cdot 100 \quad (5.6)$$

L'indice CBR è rappresentato dal più grande tra queste due (5.5, 5.6).

Come precedentemente accennato, tale prova viene spesso impiegata in sostituzione a quella di carico su piastra, sfruttando l'analogia che hanno le relative curve *pressione – cedimento*. Sulla base di ciò, il valore di CBR può essere messo in relazione con il modulo di reazione grazie all'impiego di correlazioni empiriche individuate anche sfruttando l'analisi FEM [16].

5.1.2.1 Portanza del sottofondo in Austroads

Secondo la guida australiana l'indice CBR va valutato per tutti i materiali entro il metro di profondità a partire dal piano di sottofondo, e nel caso di stratificazione verticale il valore da assumere si basa sul modello multistrato suggerito da JRA (Japan Road Association) basato sulla formulazione seguente:

$$CBR_E = \left[\frac{\sum_i (h_i CBR_i^{0.333})}{\sum_i h_i} \right]^3 \quad (5.7)$$

Dove:

- CBR_E , è l'indice CBR equivalente rappresentativo del multistrato;
- CBR_i , è l'indice CBR rappresentativo dell'i-esimo strato;
- h_i , è lo spessore dell'i-esimo strato, in m;
- $\sum h_i$, è lo spessore complessivo, pari a 1 m.

La prova può essere condotta su campioni di laboratorio o in sito. Le indagini in sito si rivelano utili qualora i terreni da indagare abbiano caratteristiche simili ai sottofondi impiegati nelle pavimentazioni in esercizio da almeno due anni o nel caso di nuovi progetti, laddove risulti poco probabile l'eventuale disturbo di sottofondi esposti. Per ottenere una stima affidabile, volta a ridurre l'errore di campionamento, è fondamentale effettuare un ragionevole numero di prove. Se i dati di misura sono privi di errori sistematici e la variabilità è bassa (valori argomentali poco dispersi e coefficiente di variazione non superiore a 0.25), è lecito estrarre dalla statistica il decimo percentile, ovvero il valore avente una percentuale di non superamento del 10%. Vista l'onerosità di esecuzione nonché il relativo costo, tali prove sono state soppiantate ed impiegate come taratura per prove penetrometriche DCP, fornendo alcune correlazioni particolarmente affidabili, con coefficienti di determinazione anche prossimi a 0.85, per i materiali a grana fine [17].

La determinazione in laboratorio ha luogo laddove non si vi sia una stretta somiglianza tra il sottofondo indagato e un sito disponibile per le prove sul campo. Il valore dell'indice CBR deve essere valutato sul provino ricostruito, portato allo stato di addensamento e al contenuto d'acqua probabili in esercizio, oppure su carote di campioni indisturbati. Per avere una stima accurata del risultato, come prima è necessario prelevare un numero sufficiente di campioni in modo da derivare una statistica da cui estrarre il valore caratteristico, che nell'ambito delle pavimentazioni autostradali è il decimo percentile, mentre è più elevato nel caso di strade di minore importanza. Per queste ultime, in alcuni casi è possibile assumere nel dimensionamento i valori suggeriti in letteratura.

5.2 Strato di fondazione

Nelle pavimentazioni rigide lo strato di fondazione assolve la duplice di funzione di garantire la planarità del piano d'appoggio della lastra e aumentare la resistenza strutturale di sottofondi con valori di portanza limitati. Inoltre, lastre e fondazioni correttamente eseguite scoraggiano l'infiltrazione dell'acqua nello strato di sottofondo. I materiali impiegati possono essere legati o meno a seconda del metodo considerato e in virtù di ciò risulteranno più o meno vulnerabili ad alcune forme di degrado tipiche delle pavimentazioni rigide.

5.2.1 Materiali della fondazione previsti da PCA

La procedura incorpora il contributo dello spessore dello strato e il tipo di fondazione in un modulo di reazione che tiene conto della risposta globale derivante da sottofondo e fondazione. Non deve sorprendere dunque che i valori maggiorati, riportati in Tabella 11, derivino da prove di carico su piastra, da osservazioni sul comportamento dei materiali legati ad azioni cicliche di gelo e disgelo, nonché sulla soluzione del bistrato proposta da Burminster.

Tabella 11 Incremento del modulo di reazione del sottofondo grazie all'introduzione di uno strato di fondazione [8]

Subgrade k value (pci)	Subbase k values (pci)			
	4 in.	6 in.	9 in.	12 in.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Note. 1 in. = 25.4 mm, 1 pci = 271.3 kN/m³.

Source. After PCA (1984).

Subgrade k value (pci)	Subbase k values (pci)			
	4 in.	6 in.	8 in.	10 in.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	—

Note. 1 in. = 25.4 mm, 1 pci = 271.3 kN/m³.

Source. After PCA (1984).

I valori delle tabelle sono stati implementati nel relativo foglio di calcolo, in modo tale da fornire il modulo di reazione del sottofondo una volta selezionati la tipologia e lo spessore della fondazione.

5.2.2 Materiali della fondazione previsti da Austroads

Per strade interessate da un importante traffico di progetto, la guida australiana raccomanda l'esclusivo impiego di strati di fondazione in materiali legati (misti cementati con almeno il 5% di cemento, conglomerati bituminosi di tipo "dense graded" o calcestruzzo magro). La determinazione dei minimi spessori e dei materiali costituenti lo strato di fondazione è legata al traffico di progetto. In Tabella 12 sono riportati i valori prescritti dalla guida.

Tabella 12 Requisiti minimi richiesti per lo strato di fondazione [7]

Traffico di progetto (HVAG)	Tipo di fondazione
$\leq 10^6$	125 mm legati
$\leq 5 \cdot 10^6$	150 mm legati o 125 mm in calcestruzzo magro
$\leq 10^7$	170 mm legati o 125 mm in calcestruzzo magro
$> 10^7$	150 mm in calcestruzzo magro

La presenza dello strato di fondazione viene considerato nella procedura attraverso l'incremento della capacità portante del sottofondo. Sulla base di ricerche e campagne di osservazione la guida fornisce un abaco (Figura 16) che consente la valutazione di tale contributo e dunque il valore di resistenza del sottofondo da impiegare nel calcolo strutturale. L'impiego dell'abaco è del tutto analogo all'approccio tabellare suggerito da PCA per la stima del modulo di reazione del bistrato sottofondo – fondazione. L'impiego di fondazioni diverse da quelle mostrate in Figura 16 richiede specifiche indagini volte a valutare l'aumento del valore di CBR del sottofondo e pertanto ricadono al di fuori del dominio di applicabilità dell'abaco stesso [7]. Si segnala inoltre che, il massimo valore ottenibile è 75%. Come si vedrà nella parte conclusiva relativa all'analisi di sensitività, assumendo un valore CBR pari a 5% e prevedendo una fondazione minima di 150 mm in calcestruzzo magro, si ottiene il valore di CBR effettivo da utilizzare nel dimensionamento pari a 75%.

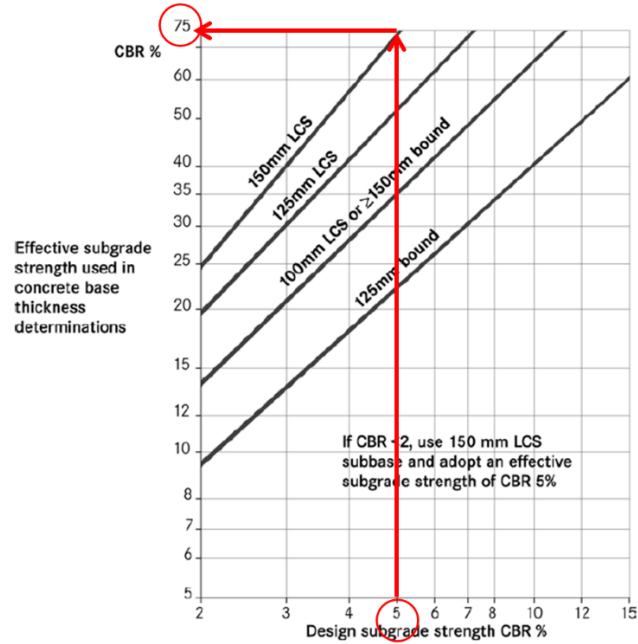


Figura 16 Incremento della resistenza del sottofondo con l'impiego di fondazioni legate (2017, Austroads Ltd.)

Anche in questo caso, l'impiego di tale abaco è stato ottimizzato in Excel in maniera tale che, introducendo tra i dati di ingresso il traffico di progetto e l'indice CBR, venga restituito il risultato finale.

Design traffic (HVAG)	1.00E+08	
Pavement typology	PCP	Rigid pavement type Select the proper pavement type
Shoulders	Concrete shoulders	
Project Reliability (%)	90	
CBR (%)	5	
Concrete flexural strength (MPa)	4.5	
Minimum SB type	150 mm LCS	
Load Safety factor (9.2)	1.20	
Effective Subgrade strength (%)	75.0	

Figura 17 Cattura a schermo del tool di calcolo basato sulla guida Austroads

Nel caso di strade soggette a traffico ridotto, poiché l'erosione non è ritenuta un dissesto rilevante, non viene prescritto l'impiego di fondazioni legate. In molti casi viene adottata una fondazione da 100 mm in materiale granulare; ne consegue che il contributo, da essa fornito, all'incremento di capacità portante del sottofondo è trascurabile e il valore di CBR adottato nel progetto coincide con quello misurato per il sottofondo.

5.2.3 Materiali per fondazione previsti da LCPC-SETRA

Lo strato di fondazione, congruente con quanto detto in precedenza per la presente metodologia, richiede l'assegnazione dei parametri di modulo elastico e coefficiente di Poisson. I materiali che LCPC – SETRA considera in fondazione possono essere calcestruzzo magro, misti cementati e in casi particolari strati drenanti. Alla luce della loro natura si comprende la ragione per la quale l'approccio non preveda la validazione strutturale nei riguardi dell'erosione ma soltanto della fatica.

Le caratteristiche meccaniche dei materiali trattati con leganti idraulici impiegati nella fondazione vengono valutate mediante prova di trazione diretta e consentono di determinare la resistenza a trazione, R_{t360} , e il modulo secante E_{360} , entrambi valutati a 360 giorni [5]. Sulla base di questi valori, la guida fornisce una classificazione basata sul diagramma seguente [19]. Per tutti questi materiali il coefficiente di Poisson è assunto pari a 0.25.

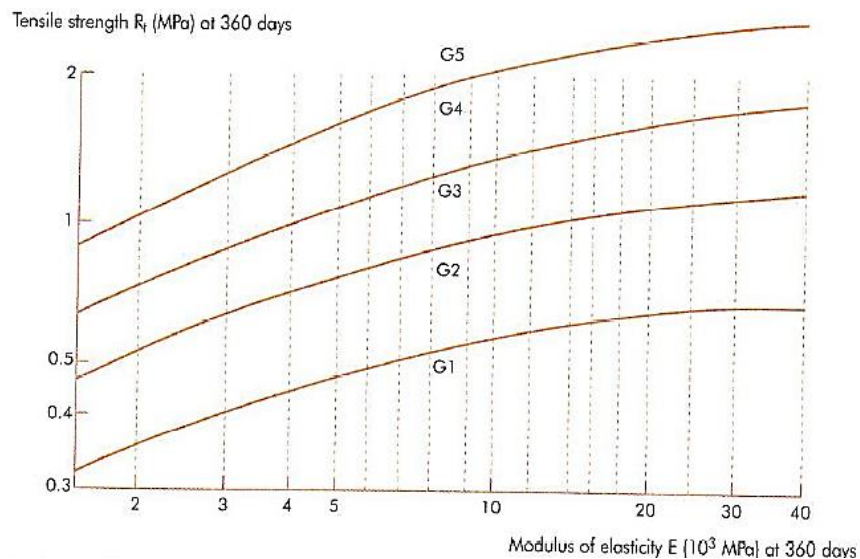


Figura 18 Classi di prestazioni meccaniche dei materiali trattati con leganti idraulici [19]

Si osserva che le classi G4 e G5 in Figura 18 sono relative a materiali più performanti, noti come calcestruzzi stradali compattati contenenti scorie attive e ceneri volanti silico-alluminose. Per tali materiali, la caratterizzazione meccanica richiede la prova a trazione indiretta su provini di 360 giorni, permettendo di ricavare il modulo elastico e la resistenza a trazione attraverso le seguenti correlazioni [5]:

$$R_{t,360} = 0.8 f_{t,360} \quad (5.8)$$

$$E_{360} = 12000 f_{t,360} \quad (5.9)$$

La descrizione completa delle caratteristiche meccaniche dei materiali di fondazione legati con cemento richiederebbe la presa in considerazione del comportamento a fatica, la cui trattazione esaustiva è rimandata al capitolo 8. La classe di resistenza del calcestruzzo viene invece fornita nel sottocapitolo seguente.

Lo strato drenante è in misto granulare ovvero una miscela di aggregati lapidei eventualmente corretta mediante aggiunta o sottrazione di specifiche frazioni granulometriche al fine di migliorarne le prestazioni meccaniche. La determinazione del modulo elastico avviene mediante la prova triassiale a carico ripetuto. Questa fornisce il modulo resiliente, definito come il rapporto tra la tensione deviatorica e la risposta deformativa elastica del materiale dopo un certo numero di cicli di carico (in genere 100 – 200), nei quali si osserva una progressiva riduzione della deformazione permanente in ragione all'esaurirsi del riarrangiamento relativo dei granuli.

$$M_r := \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\epsilon_r} \quad (5.10)$$

Il valore del modulo dipende dal livello di sollecitazione all'interno della struttura e viene pertanto valutato con una tensione media di 250 kPa ed un deviatore di 500 kPa [5]. In assenza di dati è possibile assumere valori di riferimento forniti dalla guida e funzione della classe di traffico.

- Per pavimentazioni a traffico medio (T2 e T1) si impiega $E_{CNT} = 3E_{PPF}$ fino al valore massimo di 360 MPa;

- Per pavimentazioni a traffico debole ($\leq T3$) si impiega il valore $E_{GNT} = kE_{PPF}$ ove k dipende dalle caratteristiche granulometriche, di impiego, pulizia dell'aggregato, durezza e assume valori pari a 3, 2.5 e 2 a seconda dei casi.

Il coefficiente di Poisson in genere si assume pari a 0.35, salvo differenti indicazioni.

5.3 Lastra in calcestruzzo

La lastra in calcestruzzo completa il pacchetto strutturale delle pavimentazioni rigide e i parametri meccanici che la caratterizzano dipendono dal modello di analisi considerato. Pertanto, nel caso del multistrato elastico è necessario conoscere il modulo elastico e il coefficiente di Poisson mentre nel caso di mezzo elastico su suolo alla Winkler è richiesto il modulo a rottura in quanto, quest'ultimo, costituisce la variabile esogena dei metodi di derivazione PCA.

5.3.1 Caratterizzazione in PCA e Austroads

Mediante la prova a flessione, condotta su travetti prismatici in calcestruzzo di dimensioni predefinite, [20] nel caso australiano, vengono valutati il modulo elastico a flessione e quello a rottura (noto anche come resistenza a flessione). L'apparato consiste in un dispositivo di prova in grado di applicare approssimativamente un impulso di carico di mezza sinusoide con un tempo di salita ed un intervallo tra le ripetizioni prefissati. Per la valutazione della rigidezza flessionale il valore di picco del carico da applicare deve essere tale da fare in modo che il materiale lavori in campo elastico. Il modulo a rottura viene valutato invece incrementando costantemente il carico fino a rottura.

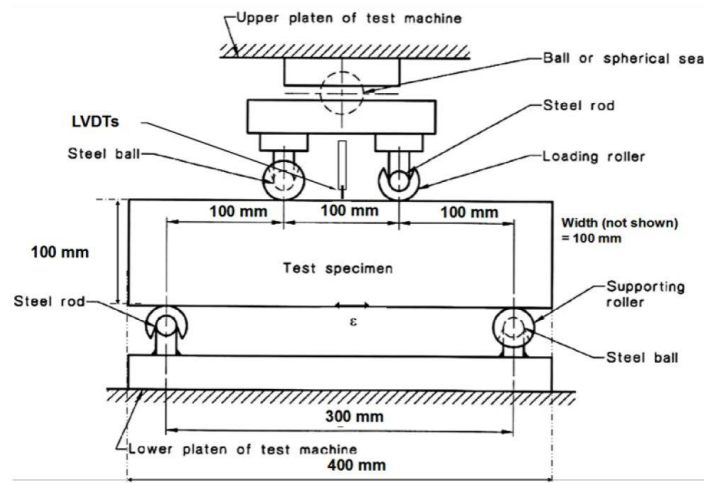


Figura 19 Apparato di misura [20]

Il modulo a flessione viene valutato con la seguente equazione, ricavabile dalla meccanica strutturale [20]:

$$E = \frac{PaL^2}{\Delta bh^3} \cdot \left(\frac{3}{4} - \frac{a^2}{L^2} \right) \cdot 10^{-3} \quad (5.11)$$

Dove:

- P , forza massima in kN;
- E , modulo a flessione, MPa;
- L , distanza tra i carrelli di supporto, mm;
- b , larghezza del provino, mm;
- h , altezza del provino, mm;
- Δ , abbassamento elastico in mezzeria, mm;
- a , distanza tra il punto di applicazione del carico e il carrello, mm.

La resistenza a flessione invece è definita come segue [20],

$$FS = \frac{3Pa}{bh^2} \cdot 10^{-3} \quad (5.12)$$

Dove:

- P , forza massima in kN;
- FS , resistenza a flessione (o modulo a rottura), MPa;
- L , distanza tra i carrelli di supporto, mm;
- b , larghezza del provino, mm;
- h , altezza del provino, mm;
- Δ , abbassamento elastico in mezzeria, mm;
- a , distanza tra il punto di applicazione del carico e il carrello, mm.

Il valore caratteristico di FS è in genere compreso tra 4.0 e 5.0 MPa. Qualora non vi siano dati a disposizione, l'impiego di risultati derivanti da correlazioni sperimentali con altre prove, tra cui quella a compressione e quella di trazione indiretta, si rivela più che accurato ai fini progettuali [20].

5.3.2 Caratterizzazione in LCPC-SETRA

Secondo LCPC-SETRA i calcestruzzi vengono classificati sulla base dei valori caratteristici della resistenza a trazione indiretta e di quella a compressione, valutati entrambi su provini a 28 giorni (56 nel caso di legante a presa lenta). Sulla base dei valori forniti in Tabella 13 si attribuisce il valore di modulo elastico. Il coefficiente di Poisson viene assunto pari a 0.25 [10].

Tabella 13 Valori di riferimento per le prestazioni meccaniche dei calcestruzzi normalizzati [5]

Materiale (classe)	Resistenza a trazione indiretta (MPa) a 28 giorni	Modulo elastico (MPa) a 28 giorni
5	3.3	35000
4	3	24000
3	2.5	24000
2	2.1	24000

6 Azioni climatiche

Le azioni climatiche concorrono, con quelle legate al traffico, alla definizione della geometria nonché gli spessori degli strati. Per questa dissertazione si considereranno essenzialmente l'umidità e la temperatura.

Le variazioni di umidità, come già introdotto nel capitolo 4, determinano variazioni di capacità portante nei sottofondi e pertanto ai fini della validazione strutturale l'ideale sarebbe considerare intervalli temporali sufficientemente ridotti tali da poter considerare i parametri meccanici caratteristici come costanti e poter quindi valutare le percentuali di danneggiamento corrispondenti. Negli strati legati, in maniera particolare all'interno della lastra, tali variazioni sono riconducibili a fenomeni di ritiro responsabili dell'apertura dei giunti e, in conseguenza di ciò, a una riduzione della loro efficienza intesa come attitudine alla collaborazione strutturale e al trasferimento dei carichi.

Le variazioni di temperatura determinano l'insorgere di stati tensionali di trazione che si sommano a quelli causati dal traffico. Queste azioni non vengono prese in conto negli approcci progettuali indagati ma si presentano a titolo di completezza.

6.1 Variazioni di umidità nel sottofondo

Il problema legato all'azione del gelo e disgelo riguarda essenzialmente terreni caratterizzati da una presenza di fine compresa tra il 10-15%, la presenza di falda (per i fenomeni di risalita capillare) e lunghi periodi di tempo in cui il terreno è sottoposto continuamente a clima rigido. La presenza di un piano del gelo in prossimità di una falda fa sì che le particelle d'acqua tendano a migrare per risalita capillare formando lenti di ghiaccio con conseguente rigonfiamento localizzato del sottofondo e quindi sollevamento e fessurazione della pavimentazione. All'epoca del disgelo, le lenti di ghiaccio sciogliendosi lasciano dei vuoti responsabili della sensibile perdita di portanza.

Si sottolinea tuttavia che, nell'Italia centro – meridionale tale problema è praticamente inesistente in quanto la profondità del piano del gelo arriva fino a circa 5 cm dal piano viario e pertanto non influenza il sottofondo. Nel Nord Italia, tale profondità si spinge fino a 1 m e pertanto occorrerà di volta in volta scegliere la strategia migliore per mitigare eventuali danni, come ad esempio l'interruzione del traffico su strade

secondarie nel periodo di disgelo, l'aumento degli spessori della pavimentazione, sostituzione del sottofondo con materiale non gelivo o realizzazione di strati coibenti in materiale polimerico o con argilla espansa.

6.2 Variazioni di umidità nel calcestruzzo

La variazione di umidità nel calcestruzzo, legata essenzialmente al ritiro post costruzione, costituisce un tipo di deformazione impressa assunta come distribuita uniformemente su tutto lo spessore della lastra [23]. Assumendo l'assenza di contatto tra lastre attigue, questa deformazione impressa è impedita dall'attrito mobilitato all'interfaccia tra lo strato di fondazione e la lastra. Il suo valore non è costante ma dipende dallo scorrimento relativo lastra – fondazione: in corrispondenza dei bordi è massimo poiché si ha il maggior scorrimento, ed è nullo al centro della lastra proprio perché la sezione in corrispondenza dell'asse di simmetria non si sposta.

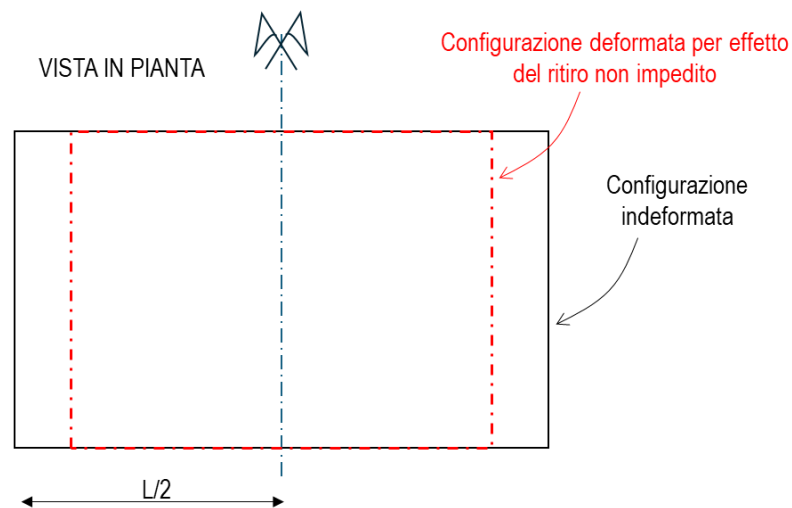


Figura 20 Vista in pianta di lastra in calcestruzzo soggetta a ritiro

Dall'andamento reale delle τ si può osservare che il valore cresce fintanto che nella sezione di mezzzeria non viene raggiunto il valore limite di resistenza a trazione del calcestruzzo. Assumendo una striscia unitaria di profondità, si impone l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra la risultante della forza di attrito e la forza di trazione nel calcestruzzo.

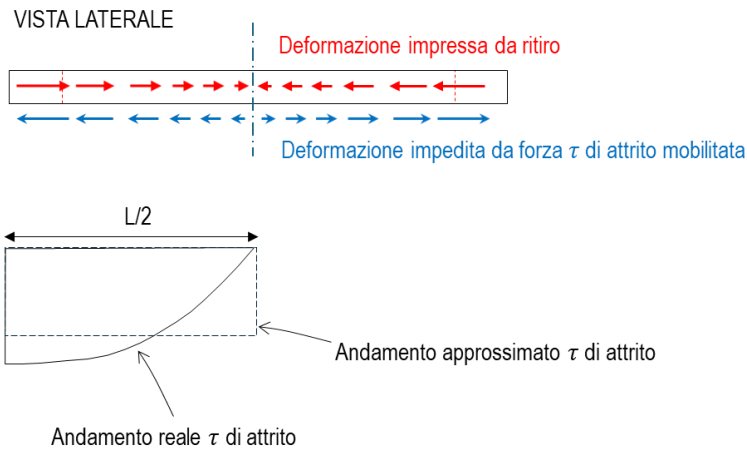


Figura 21 Diagramma di corpo libero di mezza lastra con mobilitazione dell'attrito fondazione – lastra

$$h \frac{L}{2} \gamma f = \sigma_c h \quad (6.1)$$

da cui

$$\sigma_c = \frac{L}{2} \gamma f \quad (6.2)$$

[2]

dove:

- h , è lo spessore della lastra, m;
- $L/2$, è la semi lunghezza della lastra, m;
- f , è il coefficiente di attrito all'interfaccia lastra – strato di fondazione, adimensionale in genere assunto pari a 1.5;
- γ , è il peso dell'unità di volume di calcestruzzo, kN/m³;
- σ_c , è la tensione di trazione al centro della lastra. kPa.

Il massimo valore di σ_c è la tensione di trazione del calcestruzzo, dipendente dalla classe di resistenza di quest'ultimo. Un valore di riferimento in ambito strutturale è 2.44 MPa; occorre tuttavia evidenziare come questo sia maggiore rispetto al valore usuale riscontrato nelle JPCP portando alla conclusione che la lunghezza massima della lastra, ovvero la distanza tra i giunti trasversali, non è governata dalla resistenza a trazione quanto piuttosto all'apertura dei giunti.

6.3 Apertura dei giunti

L'apertura dei giunti si rivela particolarmente importante nel caso di pavimentazioni JPCP in quanto condiziona l'efficienza del trasferimento del taglio tra una lastra e l'altra al passaggio dei carichi, considerando solamente il meccanismo di ingranamento e non la presenza di barre di compartecipazione.

Le variabili che influenzano l'apertura del giunto sono sia la temperatura che l'umidità (ritiro). Lo schema strutturale che può essere quindi impiegato è riportato in Figura 18.

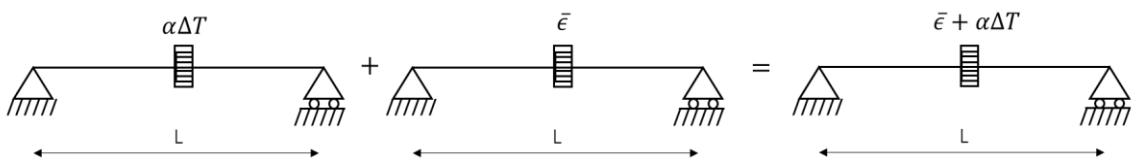


Figura 22 Applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti per la determinazione dell'apertura del giunto trasversale

La deformazione totale, applicando il Principio di sovrapposizione degli effetti, è pari alla somma della deformazione termica e di quella da ritiro.

$$\frac{\Delta L}{L} = \bar{\epsilon} + \alpha\Delta T \quad (6.3)$$

Da cui:

- α , è il coefficiente di dilatazione termica lineare del calcestruzzo, pari a $9 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- ΔT , è la variazione di temperatura assunta uniforme sullo spessore della lastra;
- $\bar{\epsilon}$, è la deformazione impressa per ritiro e dipende dal tipo di calcestruzzo. In genere si assume $0.5-0.25 \cdot 10^{-4}$ non essendovi significativa variazione.

La (6.3) si riferisce alla condizione di perfetto scorrimento sul piano di appoggio (vincoli di tipo carrello o pattino *perfetti*), tuttavia occorre tenere in conto della componente attritiva mobilitata. Darter e Barenberg (1997), introdussero un fattore correttivo atto a tenerne conto e il cui valore è funzione del tipo di supporto (0.65 per fondazione stabilizzata e 0.80 per misto granulare). In assenza di informazioni, una buona stima può essere ottenuta assumendo il valore forfettario di 0.70.

$$\Delta L = C \cdot L \cdot (\bar{\epsilon} + \alpha \Delta T) \quad (6.4)$$

[2]

6.4 Variazioni di temperatura

La variazione di temperatura all'interno dello spessore della lastra determina una variazione nella lunghezza delle fibre, dunque una curvatura nota in letteratura con il termine inglese *curling*. In presenza di deformazioni impresse non compatibili con i vincoli, costituiti dal supporto, ne consegue la nascita di uno stato coattivo.

Assumendo una variazione lineare di temperatura tra l'intradosso e l'estradosso della lastra, con valori rispettivamente pari a T_b e T_t è possibile scomporre tale profilo in una componente di variazione termica costante avente valore T_m su tutto lo spessore, ed una componente lineare dove le variazioni ad intradosso ed estradosso sono identiche e differiscono soltanto in segno, T_a [23].

La componente costante non determina la nascita di tensioni di flessione

$$T_m = \frac{T_t + T_b}{2} \quad (6.5)$$

mentre la componente lineare sì,

$$T_a = \frac{T_t - T_b}{2} = \frac{\Delta T}{2} \quad (6.6)$$

Definendo la curvatura termica come:

$$\chi_T := \frac{\frac{\alpha \Delta T}{2}}{\frac{h}{2}} = \frac{\alpha \Delta T}{h} \quad (6.7)$$

Il momento flettente derivante dalla teoria delle lastre di Kirchoff, assumendo le curvature nelle due direzioni ortogonali ragionevolmente identiche, risulta essere pari a

$$M_x = M_y = M_T = D(\chi_T + \nu\chi_T) \quad (6.8)$$

da cui si ricava il valore di tensione massima

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{6M}{h^2} = \frac{Eh}{2(1-\nu^2)} \frac{\alpha\Delta T}{h} (1+\nu) = \frac{E\alpha\Delta T}{2(1-\nu)} = \frac{E\alpha T_a}{1-\nu} \quad (6.9)$$

Il valore di tensione all'intradosso della lastra valutato con (6.9) si sommerà algebricamente con quello derivante dal traffico: nel caso di variazione positiva (di giorno) tra l'estradosso e l'intradosso della lastra si avranno tensioni di trazione in corrispondenza della parte inferiore; nel caso opposto (di notte), saranno di compressione e quindi si sottrarranno a quelle di trazione indotte al carico.

Occorre tuttavia segnalare che l'ipotesi alla base del calcolo presentato è di lastra infinita. La trasposizione al caso reale richiede l'adozione dei fattori correttivi forniti da Bradbury [2]. Pertanto, la (6.9) specializzata nelle due direzioni diventerà

$$\sigma_x = \frac{E\alpha\Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_x + \nu C_y) \quad (6.10)$$

$$\sigma_y = \frac{E\alpha\Delta T}{2(1-\nu^2)} (C_y + \nu C_x) \quad (6.11)$$

6.5 Progetto dei ferri in JRCP e CRCP

Il progetto dell'armatura diffusa nelle pavimentazioni CRCP così come per le JRCP è legato alle condizioni di umidità e ritiro. Le JRCP vengono introdotte per far sì che le aperture di eventuali fessure siano mantenute limitate il più possibile in modo tale da poter garantire la collaborazione strutturale della lastra. Non incrementano la capacità portante della pavimentazione ma la loro introduzione aumenta la distanza tra i giunti trasversali. Nelle CRCP l'armatura longitudinale viene inserita per controllare e limitare l'apertura delle fessure e per garantire uno schema fessurativo più regolare.

La quantità di acciaio necessaria nelle JRCP è ricavata dalla condizione di equilibrio di corpo libero di una striscia unitaria di mezza lastra soggetta alla risultante di trazione agente nell'acciaio e la forza di attrito

mobilitata all'interfaccia con la fondazione. È analoga alla (6.1) assumendo tuttavia che la forza di trazione sia assorbita dal rinforzo e non più dal calcestruzzo. Pertanto,

$$h \frac{L}{2} \gamma f = \sigma_s A_s \quad (6.12)$$

Da cui,

$$A_s = \frac{\gamma_c h \frac{L}{2} f}{\sigma_s} \quad (6.13)$$

[7],
[5], [2]

Dove:

- A_s , è la quantità di acciaio richiesta, espressa in mm²/m di larghezza della lastra;
- σ_s , è la tensione massima nell'acciaio. Austroads suggerisce di assumere il 60% del valore caratteristico [7], mentre LCPC-SETRA il 75% [5];
- h , è lo spessore della lastra in mm;
- L , è la lunghezza della lastra ossia la distanza tra due giunti non legati, in m;
- γ , è il coefficiente di attrito tra lastra e fondazione. Dipende dal tipo di materiali costituenti sia la fondazione che la lastra (PCP, JRCP o CRCP).

Le armature longitudinale e trasversale impiegate nelle CRCP vengono calcolate tenuto conto dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo nonché sulla lunghezza di trasmissione. Il manuale australiano fornisce la seguente espressione.

$$p = \frac{\left(\frac{f'_t}{f'_b}\right) d_s (\epsilon_s + \epsilon_t)}{2W} \quad (6.14)$$

[7]

Dove:

- p , è la percentuale di armatura longitudinale richiesta definita come rapporto tra l'area dell'acciaio e l'area complessiva della sezione;
- f'_t/f'_b , è il rapporto tra la resistenza a trazione diretta di calcestruzzo giovane o la tensione di aderenza sviluppata all'interfaccia acciaio e calcestruzzo;

- d_s , è il diametro del ferro di armatura, in mm;
- ϵ_s, ϵ_t , sono rispettivamente le deformazioni stimate di ritiro e a causa della temperatura;
- W , è la massima apertura ammissibile della fessura e dipende dalle condizioni di esposizione (0.3 mm in condizioni abituali e 0.2 mm per quelle severe).

Avendo cura di verificare che il valore ottenuto superi quello critico. Per maggiori dettagli si rimanda alla guida [7].

LCPC – SETRA fornisce una formulazione più speditiva,

$$p = 0.67 \left(\frac{f_t}{3.3} \right) \quad \begin{array}{l} (6.15) \\ [5] \end{array}$$

Dove:

- f_t , è la resistenza a trazione indiretta valutata su provino a 28 giorni;

7 Modelli e analisi strutturale

Nell'analisi strutturale condotta sulle pavimentazioni rigide si considerano principalmente le azioni verticali in quanto sia quelle longitudinali che quelle trasversali non hanno un impatto significativo sulla risposta. Altri fattori che determinano l'insorgere di uno stato tensodeformativo all'interno della lastra, che si somma al precedente, sono le variazioni di temperatura e umidità riportati nel capitolo precedente.

La risposta alle azioni esterne richiede la definizione di un opportuno modello che rifletta il comportamento ipotizzato della sovrastruttura e che consenta di determinare tensioni, deformazioni e spostamenti in specifici punti. Una delle più comuni semplificazioni utilizzate nell'analisi delle pavimentazioni in calcestruzzo è relativa al sottofondo e al modo con il quale esso supporta la lastra [23]. Questo, come già accennato nel capitolo 5, può essere modellato come un mezzo elastico o come un semispazio continuo, omogeneo e isotropo. Sulla base di questa prima distinzione sono state introdotte differenti teorie che hanno condotto allo sviluppo dei modelli strutturali impiegati nei diversi metodi di progetto.

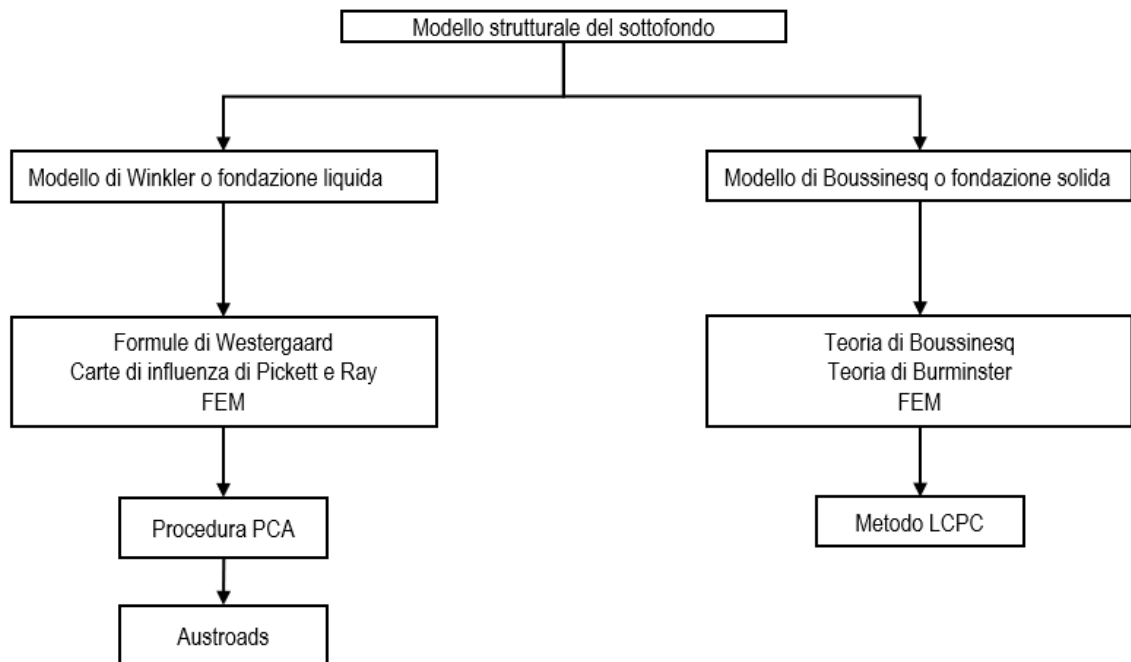


Figura 23 Articolazione del capitolo

7.1 Modello di Winkler

Il primo modello di comportamento del sottofondo, proposto da Winkler e noto anche come “Winkler – Westergaard” o “fondazione liquida”, rifacendosi al principio di galleggiamento di Archimede, è caratterizzato dalla seguente relazione pressioni-cedimenti, di tipo locale

$$p_i = kw_i \quad (7.1)$$

[2]

Dove:

- p_i rappresenta la pressione applicata in corrispondenza del punto di applicazione i-esimo;
- w_i , rappresenta lo spostamento verticale del punto di applicazione i-esimo;
- K , detto modulo di reazione del sottofondo, rappresenta la rigidezza della molla locale e viene determinata sperimentalmente mediante prove di carico.

L'assunzione di fondazione liquida è alla base della teoria di Westergaard e delle carte di influenza di Pickett e Ray, entrambi modelli strutturali impiegati da PCA per lo sviluppo dell'omonima procedura. Sebbene il modello di Winkler preveda un comportamento estremamente irrealistico e semplificato del terreno, in quanto considera questo come un insieme di molle indipendenti l'una dall'altra ed esclude così la collaborazione che in realtà si verifica in prossimità dell'area sottoposta a carico, porta ad una sovrastima dei flettenti rispetto ai valori reali e pavimentazioni dimensionate assumendo tale ipotesi hanno esibito comportamento soddisfacente [14].

7.2 Formule di Westergaard

La risposta strutturale alla base degli odierni modelli di calcolo si rifà alla teoria delle lastre piane inflesse, basata sull'ipotesi cinematica di Kirchoff di conservazione delle sezioni piane. Assumendo di essere in presenza di una lastra sottile, il problema è noto in letteratura come equazione differenziale di Sophie Germain, altrimenti nota come di Germain – Lagrange [22]

$$D \cdot \nabla^4 w = q(x, y) \quad (7.2)$$

[22]

Dove:

- $D := \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$, è la rigidezza flessionale della lastra;
- w , rappresenta lo spostamento verticale della lastra;
- q , rappresenta il carico applicato sulla lastra;
- $\nabla^4 := \nabla^2 \cdot \nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \cdot \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right)$, è noto come operatore Laplaciano al quadrato.

Si tratta di un'equazione differenziale alle derivate parziali della superficie elastica e la sua integrazione si risolve in modo esatto soltanto in un numero limitato di casi. In presenza di supporto alla Winkler si ha:

$$D \cdot \nabla^4 w = q(x, y) - kw(x, y) \quad (7.3)$$

Tale equazione è stata risolta da Westergaard assumendo che il carico fosse distribuito su un'impronta circolare di raggio a e il coefficiente di Poisson della lastra fosse pari a 0.15. I risultati forniti [2] permettono di determinare la tensione all'intradosso della lastra, nonché l'abbassamento, considerando tre configurazioni differenti per posizione del carico:

1. Impronta di carico circolare applicata in corrispondenza dello spigolo (*corner loading*);
2. Impronta di carico circolare applicata in corrispondenza del centro (*center loading*);
3. Impronta di carico semicircolare applicata in corrispondenza del bordo (*semicircular edge loading*);
4. Impronta di carico circolare applicata in corrispondenza del bordo (*circular edge loading*).

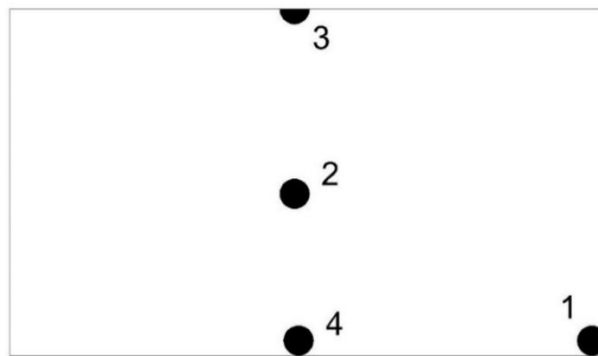


Figura 24 Posizioni del carico riferite alle formule di Westergaard

Sebbene queste formulazioni siano di comprovata praticità e consentano il calcolo delle tensioni evitando l'impiego di codici ad elementi finiti, presentano una serie di limitazioni: le lastre impiegate nel progetto non sono sufficientemente estese, tali da poter ricadere nell'ipotesi di lastra infinita; inoltre, la pavimentazione reale è sottoposta a configurazioni di carico diverse dalle ipotesi di Westergaard. Huang [2] propone una procedura di calcolo per convertire la configurazione di due impronte di carico gemellate in un'impronta equivalente ma non consente di valutare gli effetti reali degli assi più comunemente impiegati.

7.2.1 Tensione e abbassamento per carico al centro della lastra

La tensione ad intradosso per carico distribuito su impronta circolare al centro della lastra è pari a

$$\sigma_i = \frac{0.316P}{h^2} \left(4 \ln \frac{l}{b} + 1.069 \right) \quad (7.4)$$

[2]

dove:

- l , raggio di rigidezza relativa;
- $b = a$ se $a \geq 1.724h$
- $b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h$ altrimenti

L'abbassamento al centro della lastra risulta dalla seguente equazione

$$\Delta_i = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 - \frac{1}{2\pi} \left[\ln \left(\frac{a}{2l} \right) - 0.673 \right] \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \quad (7.5)$$

[2]

7.2.2 Tensione e abbassamento per carico a bordo lastra

I risultati di Westergaard per la configurazione di carico in questione sono di seguito riportati.

$$\sigma_e^{(circle)} = \frac{0.803P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{a} \right) + 0.666 \left(\frac{a}{l} \right) - 0.034 \right] \quad (7.6)$$

[2]

$$\sigma_e^{(semicircle)} = \frac{0.803P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{a} \right) + 0.282 \left(\frac{a}{l} \right) - 0.650 \right] \quad (7.7)$$

[2]

$$\Delta_e^{(circle)} = \frac{0.431P}{kl^2} \left[1 - 0.82 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (7.8)$$

[2]

$$\Delta_e^{(semicircle)} = \frac{0.431P}{kl^2} \left[1 - 0.349 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (7.9)$$

[2]

7.2.3 Tensione e abbassamento per carico allo spigolo della lastra

Per un carico distribuito su impronta circolare di raggio a e posto vicino allo spigolo della lastra, il calcolo della tensione e dell'abbassamento verticale dello spigolo sono valutati mediante i seguenti risultati:

$$\sigma_c = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad (7.10)$$

[2]

Westergaard individuò il massimo valore di tensione ad una distanza pari a $2.38\sqrt{al}$ dallo spigolo nella direzione della bisettrice [2].

$$\Delta_c = \frac{P}{kl^2} \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (7.11)$$

[2]

7.3 Carte di influenza

Sulla base delle ipotesi della teoria di Westergaard (fondazione liquida e $\nu=0.15$), Pickett e Ray fornirono le soluzioni di risposta al carico di una pavimentazione rigida nella forma di carte di influenza, consentendo di risolvere il calcolo per una qualsiasi configurazione geometrica di assi. L'adozione di queste carte da parte di PCA ha consentito lo sviluppo dell'omonima procedura di dimensionamento. Le carte di influenza si riferiscono al carico posto al centro della lastra, impiegato nel progetto delle pavimentazioni aeroportuali, e a quello posto al bordo, impiegato nel dimensionamento delle pavimentazioni di autostrade e strade [2].

7.3.1 Carico posto al centro della lastra

Le carte di influenza di Figure 25 e 26 si riferiscono al caso di carico posto all'interno della lastra e permettono di calcolare rispettivamente il valore di flettente in direzione n e lo spostamento, entrambi nel punto O , per qualsiasi configurazione di carico posto all'interno della lastra [2]. L'impiego delle carte avviene disegnando l'impronta di carico alla scala dettata dalla lunghezza del raggio di rigidità relativa l , e contando il numero N di blocchi coperti dalle impronte di carico. Le unità di misura per l'utilizzo degli abachi sono le unità Imperiali Britanniche.

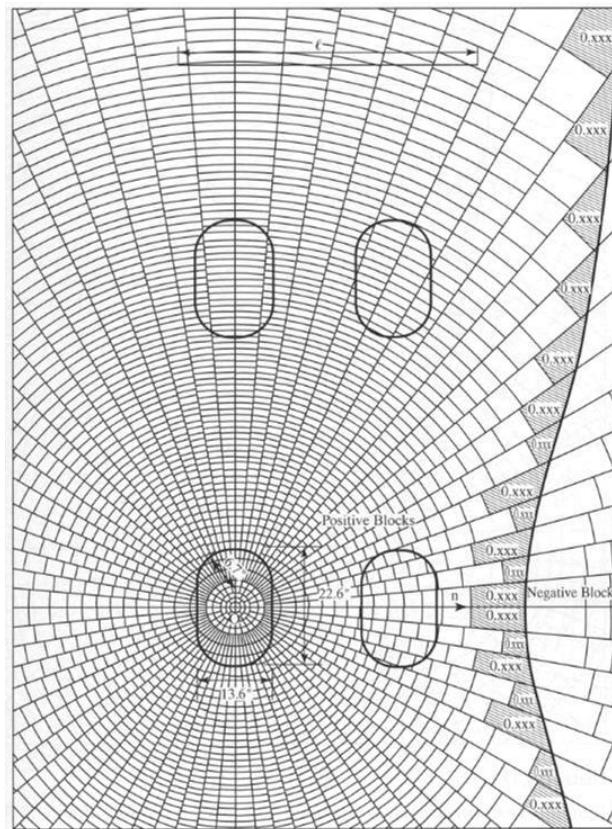


Figura 25 Carta di influenza di Pickett e Ray per la valutazione del momento flettente in O [2]

Il momento flettente nel punto O è pari

$$M = \frac{ql^2N}{10000} \quad (7.12)$$

[2]

dove:

- q , rappresenta la pressione di contatto espressa in psi;

- N , è il numero di blocchi coperti dall'impronta (o eventuali impronte) di carico;
- l , è il raggio di rigidezza relativa espressa in pollici, dipendente dalla rigidezza flessionale della lastra e il modulo di reazione della fondazione.

Lo sforzo (psi) è determinato dividendo il momento per il modulo d'inerzia della sezione:

$$\sigma_i = \frac{6 M}{h^2} \quad (7.13)$$

[2]

dove:

- h è lo spessore della lastra in pollici.

Si osserva che per determinare il momento in qualsiasi altra direzione sarà sufficiente ruotare la configurazione di carico rispetto al punto O. Non deve sorprendere se si ottiene un valore di flettente diverso in direzione ortogonale in quando alcune impronte di carico della configurazione potrebbero coprire zone della carta d'influenza danti uno contributo negati al flettente valutato in O.

Lo spostamento verticale nel punto O è valutabile con la seguente espressione:

$$\Delta = \frac{0.0005 q l^4 N}{D} \quad (7.14)$$

[2]

dove:

- D , è la rigidezza flessionale della lastra;
- N , il numero di blocchi coperti dall'impronta (o eventuali impronte) di carico;
- l , è il raggio di inerzia relativa;
- q , il valore di pressione di contatto.

In questo caso la carta di influenza è assialsimmetrica rispetto al punto O e i diversi blocchi sono formati da cerchi concentrici ad O e segmenti radiali. L'abbassamento in O è inversamente proporzionale alla rigidezza della lastra flessionale della lastra.

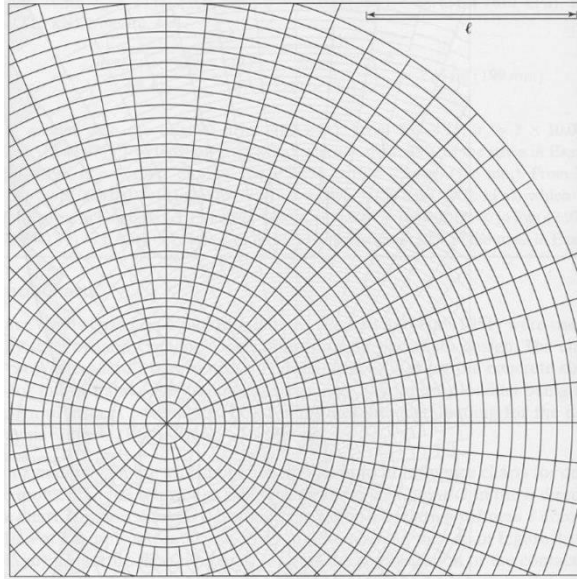


Figura 26 Carta di influenza di Pickett e Ray per la valutazione dell'abbassamento in O [2]

7.3.2 Carico posto all'estremità della lastra

Le formule per determinare tensione e abbassamento a bordo lastra sono quelle riportate in precedenza. Le impronte di carico riproporzionate rispetto al raggio di rigidità relativa consentono, una volta disegnate sulle carte, di contare il numero di blocchi per la stima della grandezza incognita.

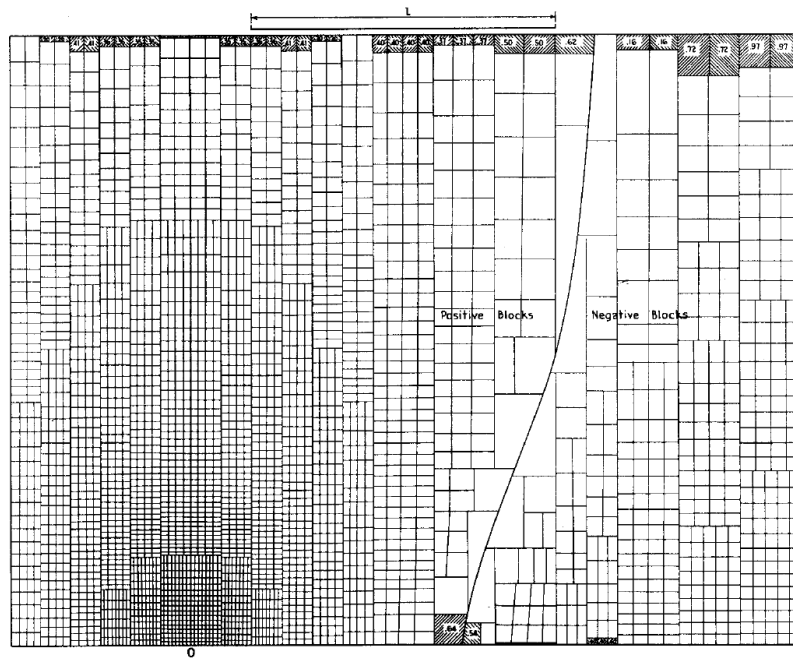


Figura 27 Carta di influenza di Pickett e Ray per la valutazione del momento in O [2]

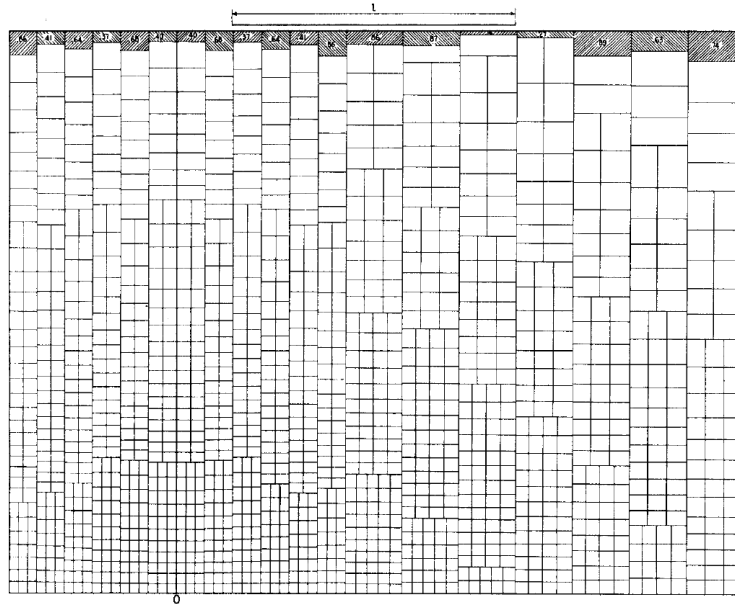


Figura 28 Carta di influenza di Pickett e Ray per la valutazione dell'abbassamento in O [2]

7.4 Analisi strutturale del metodo PCA e determinazione delle tensioni equivalenti e fattori di erosione mediante implementazione FEM

La soluzione strutturale del metodo proposto dalla Portland Cement Association consiste nel determinare le tensioni e gli abbassamenti della lastra in calcestruzzo in corrispondenza di giunti e spigoli. Essa si basa principalmente sui risultati di Westergaard, di Pickett e Ray e sul software FEM JSLAB, il quale consentì sufficiente flessibilità di modellazione in merito alla geometria delle lastre, alla posizione dell'asse trasversale, circa la modalità di collaborazione strutturale in corrispondenza dei giunti trasversali e la presenza di banchine in calcestruzzo [8].

Ricordando che la procedura PCA nasce con l'obiettivo di dimensionare le pavimentazioni rigide con giunti, non si può prescindere il progetto dall'analisi strutturale delle configurazioni di carico più critiche, relative ai diversi dissesti. In particolare, le tensioni più critiche si verificano quando le ruote del mezzo pesante si trovano in corrispondenza o nei pressi del bordo della pavimentazione, in mezziera tra i giunti trasversali. Tale configurazione è nota in letteratura come *midslab edge loading configuration* ed è quella che viene considerata nel dissesto a fatica (Figura 29). Dal momento che i giunti trasversali sono sufficientemente distanti dal carico, si può concludere che hanno un'influenza trascurabile sul valore di

tensione all'estremità della lastra in corrispondenza del carico, a prescindere dalla modalità di compartecipazione mobilitata negli stessi. Viceversa, l'effetto di una banchina in calcestruzzo attigua, in termini di tensione a bordo lastra, è tutt'altro che trascurabile.

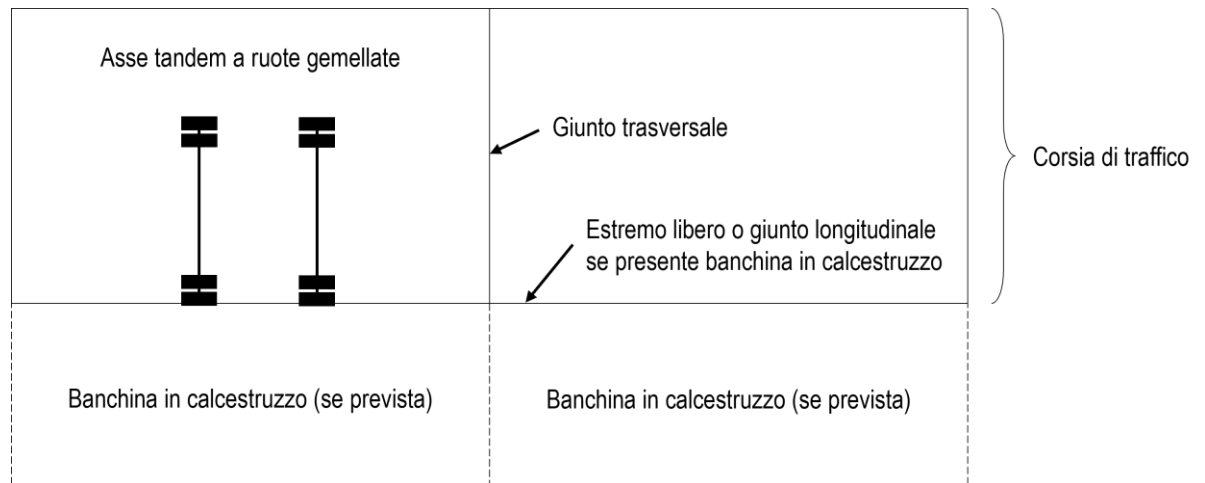


Figura 29 Posizione critica nell'analisi di fatica

Alla luce di una serie di studi condotti in merito alla posizione del carico sulla lastra (Taragin, Emery), tenendo conto che solo una frazione dei mezzi pesanti transitano con le ruote esterne posizionate all'estremità e che variazioni di posizione di pochi centimetri da bordo lastra cambiano in maniera significativa l'effetto, PCA scelse di assumere cautelativamente che soltanto il 6% dei mezzi pesanti sollecitasse criticamente la lastra, introducendo un fattore di equivalenza del danno, EDF, pari a 0.894 [2].

La modellazione FEM, sviluppata per questa analisi comparativa, prevede due differenti schemi strutturali a seconda della presenza o meno della banchina in calcestruzzo. Generalmente in virtù della configurazione ad elevata simmetria di entrambi gli schemi, si esegue l'analisi considerando mezzo schema strutturale, in modo da ridurre l'onere computazionale derivante dall'inversione della matrice di rigidità globale.

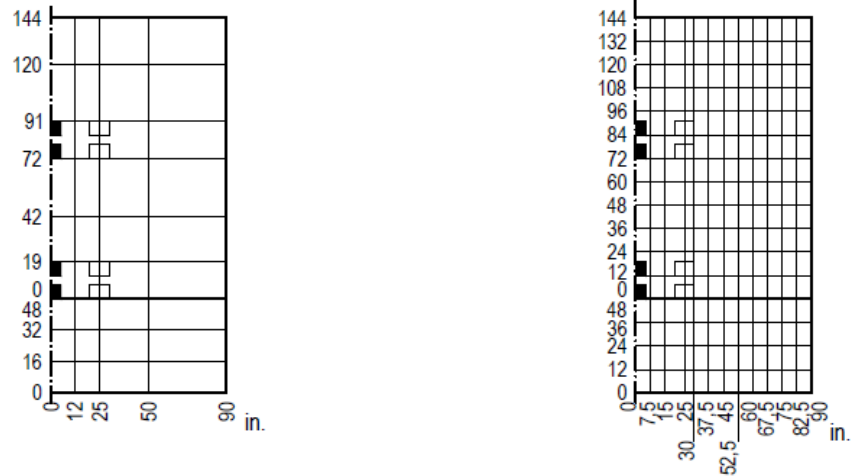


Figura 30 Schemi strutturali adottati in KENPAVE differenti per densità nodale (caso: banchina da 1.20 m – dissesto fatica)

Gli abbassamenti più critici invece si verificano in corrispondenza dello spigolo della lastra, quando l'asse è posizionato a ridosso del giunto e con le ruote vicine al bordo. In questa situazione la distanza tra i giunti trasversali non ha impatto rilevante sugli abbassamenti dello spigolo della lastra ma il tipo di trasferimento del carico e collaborazione strutturale sì; quindi, i risultati di progetto basati sul criterio di erosione sono sostanzialmente legati alla presenza o meno di barre di compartecipazione. L'esistenza della banchina in calcestruzzo contribuisce ulteriormente alla limitazione di tale abbassamento proprio in virtù della collaborazione strutturale offerta. L'approccio considera nuovamente, nel caso di assenza di banchina, il 6% dei mezzi pesanti nella configurazione critica. In presenza di banchina il valore critico passa a 94%. Entrambi i fattori sono inglobati nei rispettivi abachi di progetto.

Tornando alla modellazione FEM, poiché non si ha più uno schema SSCS (*Struttura Simmetrica Caricata Simmetricamente*), occorrerà considerare quattro schemi strutturali per ogni asse, differenti per presenza o meno sia della banchina laterale in calcestruzzo che delle barre di compartecipazione.

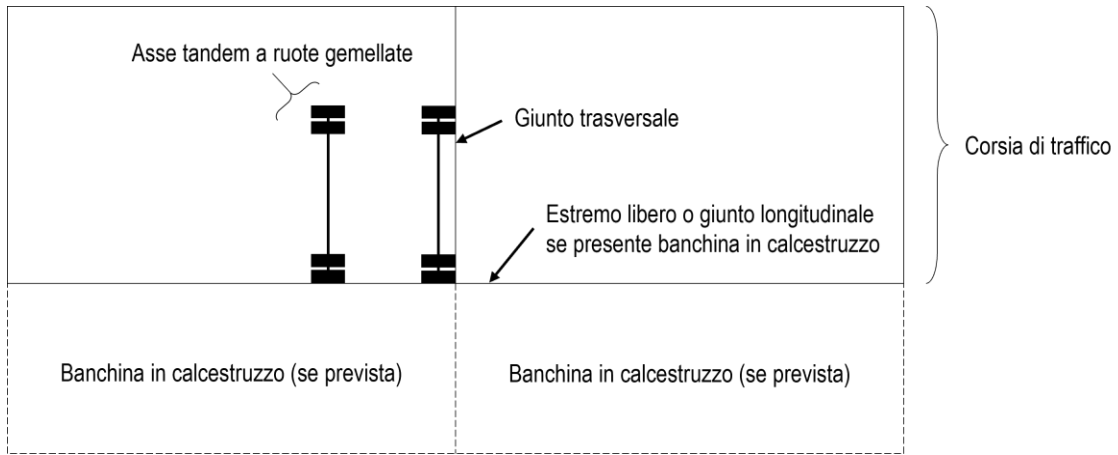


Figura 31 Configurazione di carico critica nell'analisi di erosione

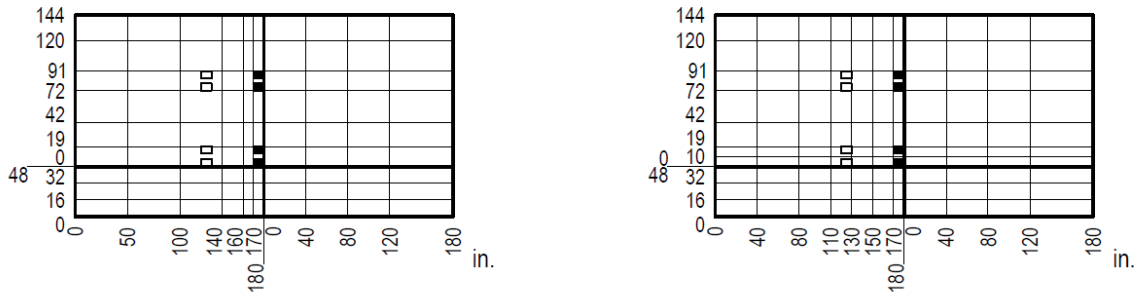


Figura 32 Schemi strutturali adottati in KENPAVE differenti per densità nodale (caso: banchina da 1.20 m – dissesto erosione)

La procedura originale consiste nella determinazione del numero di ripetizioni ammissibili per ogni asse, sia singolo che tandem, considerando le tabelle e gli abachi di progetto appropriati con il problema in esame. Per ogni gruppo di asse, sulla base dei dati di input riportati nel seguito, si determinano la tensione equivalente e il fattore di erosione. Questi consentono mediante appositi abachi, specifici per i rispettivi danneggiamenti di fatica ed erosione, di ricavare il numero di ripetizioni ammissibili per ogni carico d'asse e in tal modo il danneggiamento percentuale corrispondente. Sommando i danneggiamenti ottenuti per i diversi assi, sia singoli che doppi, si determina il danneggiamento complessivo. Si può concludere quindi che gli abachi di progetto incorporano le funzioni di trasferimento considerate per i diversi criteri di rottura, oltre che una serie di fattori correttivi che verranno discussi nel seguito, permettendo mediante un approccio per lo più grafico.

A seconda che si utilizzi la guida di progetto originale o la versione canadese, si lavorerà in unità Imperiali Britanniche piuttosto che del Sistema Internazionale.

I dati di ingresso sono:

- Modulo di reazione del sottofondo – fondazione (pci o MPa/m): ottenuto come descritto in 5.2.1;
- Spessore ipotizzato della lastra (in. o mm);
- Presenza o meno di banchina in calcestruzzo;
- Presenza o meno di barre di compartecipazione in corrispondenza dei giunti trasversali.

La guida di dimensionamento fornisce nello specifico:

- N.2 tabelle per la determinazione delle tensioni equivalenti (singolo/tandem), a seconda che vi sia o meno la banchina in calcestruzzo, inserendo il modulo di reazione e lo spessore ipotizzato entrambi di progetto;
- N.1 abaco di progetto per la determinazione grafica del numero di ripetizioni ammissibili per ogni asse nei riguardi del danneggiamento per fatica;
- N.4 tabelle per la determinazione del fattore di erosione, sia per asse singolo che tandem, a seconda del tipo di meccanismo di trasferimento del taglio in corrispondenza dei giunti longitudinali (barre di compartecipazione o ingranamento) e dell'eventuale presenza di banchina in calcestruzzo;
- N.2 abachi di progetto per determinare graficamente il numero di ripetizioni ammissibili per ogni asse nei riguardi del danneggiamento per erosione.

In Tabella 14 sono riportate per una maggiore chiarezza le tensioni equivalenti fornite dalla Portland Cement Association of Canada per il caso di assenza di banchina. L'abaco (Figura 33), che consente la determinazione grafica del massimo numero di ripetizioni di un certo asse, richiede la conoscenza sia del carico di progetto, ottenuto moltiplicando il carico per un fattore di sicurezza, che del rapporto tra la tensione equivalente precedentemente determinata e il modulo a rottura della lastra.

Tabella 14 Tensioni equivalenti nel caso di assenza di banchina in calcestruzzo (da Guida CPCA [27])

**Table 6a. Equivalent Stress—No Concrete Shoulder
(Single Axle/Tandem Axle)**

Slab thickness (mm)	k of subgrade-subbase (MPa/m)					
	20	40	60	80	140	180
100	5.42/4.39	4.75/3.83	4.38/3.59	4.13/3.44	3.66/3.22	3.45/3.15
110	4.74/3.88	4.16/3.35	3.85/3.12	3.63/2.97	3.23/2.76	3.06/2.68
120	4.19/3.47	3.69/2.98	3.41/2.75	3.23/2.62	2.88/2.40	2.73/2.33
130	3.75/3.14	3.30/2.68	3.06/2.46	2.89/2.33	2.59/2.13	2.46/2.05
140	3.37/2.87	2.97/2.43	2.76/2.23	2.61/2.10	2.34/1.90	2.23/1.83
150	3.06/2.64	2.70/2.23	2.51/2.04	2.37/1.92	2.13/1.72	2.03/1.65
160	2.79/2.45	2.47/2.06	2.29/1.87	2.17/1.76	1.95/1.57	1.86/1.50
170	2.56/2.28	2.26/1.91	2.10/1.74	1.99/1.63	1.80/1.45	1.71/1.38
180	2.37/2.14	2.09/1.79	1.94/1.62	1.84/1.51	1.66/1.34	1.58/1.27
190	2.19/2.01	1.94/1.67	1.80/1.51	1.71/1.41	1.54/1.25	1.47/1.18
200	2.04/1.90	1.80/1.58	1.67/1.42	1.59/1.33	1.43/1.17	1.37/1.11
210	1.91/1.79	1.68/1.49	1.56/1.34	1.48/1.25	1.34/1.10	1.28/1.04
220	1.79/1.70	1.57/1.41	1.46/1.27	1.39/1.18	1.26/1.03	1.20/0.98
230	1.68/1.62	1.48/1.34	1.38/1.21	1.31/1.12	1.18/0.98	1.13/0.92
240	1.58/1.55	1.39/1.28	1.30/1.15	1.23/1.06	1.11/0.93	1.06/0.87
250	1.49/1.48	1.32/1.22	1.22/1.09	1.16/1.01	1.05/0.88	1.00/0.83
260	1.41/1.41	1.25/1.17	1.16/1.05	1.10/0.97	0.99/0.84	0.95/0.79
270	1.34/1.36	1.18/1.12	1.10/1.00	1.04/0.93	0.94/0.80	0.90/0.75
280	1.28/1.30	1.12/1.07	1.04/0.96	0.99/0.89	0.89/0.77	0.86/0.72
290	1.22/1.25	1.07/1.03	0.99/0.92	0.94/0.85	0.85/0.74	0.81/0.69
300	1.16/1.21	1.02/0.99	0.95/0.89	0.90/0.82	0.81/0.71	0.78/0.66
310	1.11/1.16	0.97/0.96	0.90/0.86	0.86/0.79	0.77/0.68	0.74/0.64
320	1.06/1.12	0.93/0.92	0.86/0.83	0.82/0.76	0.74/0.66	0.71/0.62
330	1.02/1.09	0.89/0.89	0.83/0.80	0.78/0.74	0.71/0.63	0.68/0.59
340	0.98/1.05	0.85/0.86	0.79/0.77	0.75/0.71	0.68/0.61	0.65/0.57
350	0.94/1.02	0.82/0.84	0.76/0.75	0.72/0.69	0.65/0.59	0.62/0.55

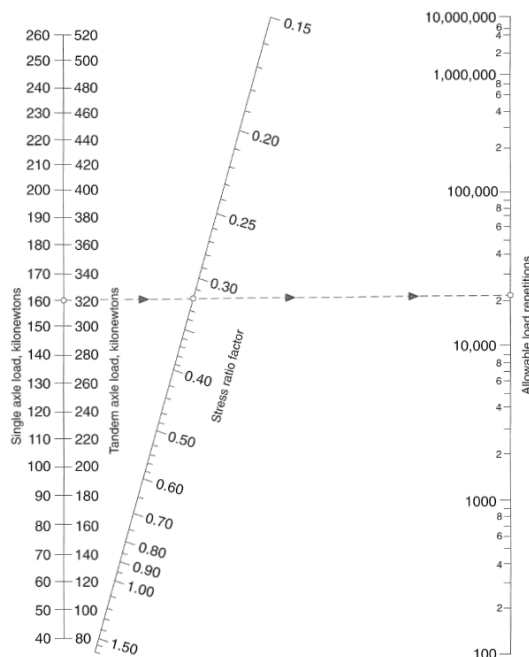


Figura 33 Abaco di progetto per il calcolo delle ripetizioni ammissibili nel caso di danneggiamento per fatica [27]

L'auspicio di superare l'approccio grafico del metodo ha richiesto un'attenta riflessione sui dati forniti dalle tabelle e una comprensione accurata di come i diversi parametri intervengono nella procedura. A seguito di una ricerca in letteratura si può asserire che diversi autori [2,11] concordano nel ricondurre le tensioni equivalenti e i fattori di erosione, riportati nelle tabelle, agli effetti generati dagli assi singolo e tandem rispettivamente da 18 kip e 36 kip (ossia 80 kN e 160 kN) sebbene non siano note le configurazioni originali adottate da PCA [2].

Nella procedura di progetto originaria la determinazione delle grandezze di interesse da inserire nelle opportune funzioni di trasferimento avvenne con l'ausilio di JSLAB e portarono PCA allo sviluppo del programma PCAPAV per determinare lo spessore minimo della lastra. Gli autori Lee e Carpenter, a valle di ricerche effettuate per poter realizzare un programma di ambiente Windows in grado di dimensionare secondo le prescrizioni di PCA e quindi restituire gli stessi risultati di PCAPAV, considerarono i dati geometrici e di configurazione degli assi di adottati come riferimento riportati in Tabella 15. La validazione del software è stata eseguita confrontando l'output ottenuto con PCAPAV. Si segnala che tutte le formulazioni di seguito riportate, da (7.15) a (7.24) sono tratte da [11].

Tabella 15 Dati adottati per la realizzazione del programma PCAWIN e tratti da pubblicazioni interne di PCA

Grandezza	Unità britanniche	Sistema Internazionale
Modulo elastico della lastra	4 Mpsi	28000 MPa
Coefficiente di Poisson	0.15	
Lunghezza della lastra	180 in	4.57 m
Larghezza della lastra	144 in	3.66 m
Area di contatto (rettangolare)	7x10 in ²	17.8 x 25.4 cm ²
Interasse tra le impronte di carico	12 in	0.305 m
Larghezza dell'asse	72 in	1.83 m
Distanza tra assi (tandem)	50 in	1.27 m

Dall'analisi delle equazioni fornite emerge come gli autori considerino, per le diverse configurazioni di carico, il termine "equivalente" associato al valore di tensione da inserire nel criterio di rottura, incorporando tutta una serie fattori correttivi.

$$\sigma_{eq} = \frac{6 \cdot M_e}{h^2} f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_4 \quad (7.15)$$

dove:

- M_e , rappresenta il momento a bordo lastra generato dall'asse singolo o tandem di riferimento, rispettivamente indicati con SA e TA, e dipende dalla configurazione strutturale (NS indica l'assenza di banchina in calcestruzzo, WS invece la presenza). Nella specificazione delle diverse equazioni compaiono il raggio di rigidezza relativa e il modulo di reazione k .

$$M_e = \begin{cases} -1600 + 2525 \cdot \log l + 24.42 \cdot l + 0.204 \cdot l^2 & SA - NS \\ 3029 - 2966.8 \cdot \log l + 133.69 \cdot l - 0.0632 \cdot l^2 & TA - NS \\ (-970.4 + 1202.6 \cdot \log l + 53.587 \cdot l) \cdot (0.8742 + 0.01088 \cdot k^{0.447}) & SA - WS \\ (2005.4 - 1980.9 \cdot \log l + 99.008 \cdot l) \cdot (0.8742 + 0.01088 \cdot k^{0.447}) & TA - WS \end{cases} \quad (7.16)$$

- h , è lo spessore della lastra;
- f_1 , è il fattore di aggiustamento relativo all'effetto dei carichi d'asse e delle aree di contatto;

$$f_1 = \begin{cases} \left(\frac{24}{SAL}\right)^{0.06} \cdot \left(\frac{SAL}{18}\right) & SA \\ \left(\frac{48}{TAL}\right)^{0.06} \cdot \left(\frac{TAL}{36}\right) & TA \end{cases} \quad (7.17)$$

- f_2 , è il fattore di correzione per la pavimentazione senza banchina in calcestruzzo, ottenuto sulla base dei risultati di un programma di calcolo in grado di quantificare il supporto fornito dal sottofondo oltre il bordo della lastra, in assenza di banchina in calcestruzzo (caso NS);

$$f_2 = \begin{cases} 0.892 + \frac{h}{85.71} - \frac{h^2}{3000} & NS \\ 1 & WS \end{cases} \quad (7.18)$$

- f_3 , è il fattore di correzione che tiene conto della posizione dell'asse rispetto al bordo lastra (assumendo che soltanto il 6% dei mezzi pesanti transitino sul bordo lastra, si considera 0.894);
- f_4 , è il fattore di correzione che tiene conto dell'incremento di resistenza del calcestruzzo trascorsi i 28 giorni di maturazione.

$$f_4 = \frac{1}{[1.235 \cdot (1 - CV)]} \quad (7.19)$$

Alla luce delle equazioni riportate si può concludere che il metodo PCA è stato calibrato per gli assi di riferimento e pertanto tutte le altre configurazioni di carico vengono prese in conto mediante l'introduzione di fattori correttivi assorbiti negli abachi impiegati per il calcolo del numero massimo di ripetizioni ammissibili. Più nel dettaglio, la guida [8] specifica l'incorporamento nelle tabelle e abachi forniti, del coefficiente di variazione del calcestruzzo del 15% e dell'ipotesi che soltanto il 6% dei mezzi pesanti transitino con asse esattamente a bordo lastra, determinando un danno equivalente riconducibile al fattore f_3 . L'effetto dei differenti carichi di progetto, ossia il valore numerico dei carichi d'asse amplificati per i corrispondenti fattori di sicurezza, e le stesse funzioni di trasferimento sono insite negli abachi.

Poiché già dai test in vera grandezza AASHO emerse che il principale dissesto per fondazioni granulari fosse l'erosione, venne considerato come ulteriore criterio di rottura l'erosione della fondazione, inglobando in esso lo scalettamento in corrispondenza del giunto ed il pumping, entrambi riconducibili all'abbassamento della lastra. Come precedentemente descritto, l'abbassamento più critico si ha in corrispondenza dello spigolo della lastra nella configurazione nota in letteratura come *corner loading*. Analogamente a quanto proposto per la fatica, gli stessi autori introducono la deflessione angolare equivalente, δ_{eq} .

$$\delta_{eq} := \frac{p_c}{k} \cdot f_5 \cdot f_6 \cdot f_7 \quad (7.20)$$

Dove:

- p_c , è la pressione all'interfaccia lastra – fondazione, valutata con uno dei due assi di riferimento, SA o TA, e funzione della geometria del sistema, della presenza o meno di banchine in calcestruzzo e dalla modalità di trasferimento del carico in corrispondenza del giunto trasversale. L'unica grandezza che compare nella specificazione dei diversi modelli è il raggio di rigidità relativa.

$$p_c = \begin{cases} 1.571 + \frac{46.127}{l} + \frac{4372.7}{l^2} - \frac{22886}{l^3} & SA - NS - ND \\ 1.847 + \frac{213.68}{l} - \frac{1260.8}{l^2} + \frac{22989}{l^3} & TA - NS - ND \\ 0.5874 + \frac{65.108}{l} + \frac{1130.9}{l^2} - \frac{5245.8}{l^3} & SA - WS - ND \\ 1.47 + \frac{102.2}{l} - \frac{1072}{l^2} + \frac{14451}{l^3} & TA - WS - ND \\ -0.3019 + \frac{128.85}{l} + \frac{1105.8}{l^2} + \frac{3269.1}{l^3} & SA - NS - WD \\ 1.258 + \frac{97.491}{l} + \frac{1484.1}{l^2} - \frac{180}{l^3} & TA - NS - WD \\ 0.018 + \frac{72.99}{l} + \frac{323.1}{l^2} + \frac{1620}{l^3} & SA - WS - WD \\ 0.0345 + \frac{146.25}{l} - \frac{2385.6}{l^2} + \frac{23848}{l^3} & TA - WS - WD \end{cases} \quad (7.21)$$

- f_5 , il fattore di correzione applicato ai carichi,

$$f_5 = \begin{cases} \frac{SAL}{18} & SAL \\ \frac{TAL}{36} & TAL \end{cases} \quad (7.22)$$

- f_6 , il fattore di correzione che tiene conto dell'assenza sia di barre di compartecipazione sia di banchine in calcestruzzo, sulla base dei risultati ottenuti con il programma di calcolo MATS,

$$f_6 = \begin{cases} 0.95 & ND - NS \\ 1.001 - \left(0.26363 - \frac{k}{3034.5}\right)^2 & ND - WS \\ 1 & WD \end{cases} \quad (7.23)$$

- f_7 , il fattore di correzione che tiene in conto degli effetti della posizione del carico sulla deflessione dello spigolo,

$$f_7 = \begin{cases} 0.896 & NS \\ 1 & WS \end{cases} \quad (7.24)$$

Le grandezze presentate, σ_{eq} e δ_{eq} , vengono valutate per tutte le configurazioni di carico e per ognuna di esse si determina il massimo numero di ripetizioni ammissibili nei riguardi dei dissesti, rispettivamente di fatica ed erosione. Le funzioni di trasferimento sono quelle fornite dalla guida e verranno introdotte in questo documento nel capitolo successivo.

Senza avere la pretesa di sostituire la procedura proposta dagli autori, oggigiorno impiegata in altri tool di calcolo tra cui "PCAcàculo" (Universidad de la Valle, Colombia), ma soltanto finalizzata ad una migliore comprensione, si presentano i risultati di sensitività condotti con il software ad elementi finiti KENPAVE per la determinazione delle tensioni all'estremità della lastra e i cedimenti dello spigolo al variare di densità nodale e dimensione della banchina, causati dalle configurazioni di riferimento. I dati di calcolo riprendono l'esempio "Design 1A" [8] riportati nel seguito. L'intera procedura è stata effettuata in unità Imperiali Britanniche per un più rapido confronto con i risultati della guida originale e quelli provenienti dall'implementazione delle formule mostrate in precedenza.

Tabella 16 Dati del problema "Design 1A" [8] utilizzati nell'analisi di sensitività

Tipologia di strada	Autostrada a due corsie per senso di marcia
Periodo di progetto (anni)	20
Modulo a rottura della lastra in calcestruzzo (psi)	650
Modulo di reazione di progetto assumendo fondazione non legata da 4 in. (pci)	130
Spessore ipotizzato della lastra (in.)	9.5

Ulteriori dati impiegati nell'implementazione del codice di calcolo sono riconducibili a quelli adottati da PCA [2,11].

Tabella 17 Dati PCA su giunti longitudinali e trasversali [2,11]

Grandezza	Unità britanniche	Unità Sistema Internazionale
Costante di rigidezza del giunto longitudinale	25000 psi	173 MPa
Costante di rigidezza del giunto trasversale (ingranamento)	5000 psi	34.5 MPa
Diametro delle barre di compartecipazione	1/8 di spessore lastra (in. o mm)	
Interferro	12 in	305 mm
Modulo di supporto della barra di compartecipazione	2×10^6 pci	543 GN/m ³

Il confronto tra i valori di tensione equivalente ottenuti con la (7.15) e con gli elementi finiti è funzione sia della configurazione strutturale (con o senza banchina di calcestruzzo) sia della mesh ovvero la densità nodale adottata nel modello strutturale. Sono stati considerati dunque 24 schemi, differenti per:

- Forzante adottata nella configurazione *midslab edge loading*, rispettivamente con asse singolo a ruote gemellate da 18 kip e asse tandem a ruote gemellate da 36 kip;
- Tre diverse densità nodali per ognuna delle possibili configurazioni strutturali, differenti per larghezza della banchina (assente, 1.20 m, 1.50 m, 1.80 m e 2.10m). Si riportano le tre mesh adottate al caso di banchina da 1.50 m.

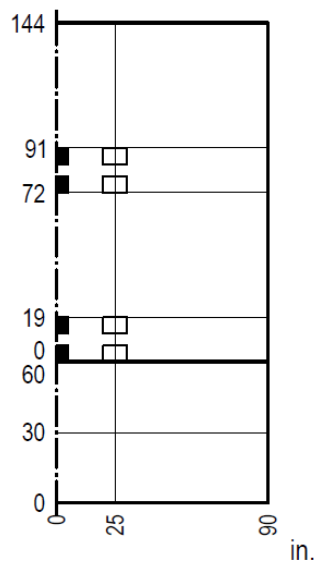


Figura 34 Schema strutturale impiegato per la fatica (banchina da 1.50 m – 60 in., mesh bassa)

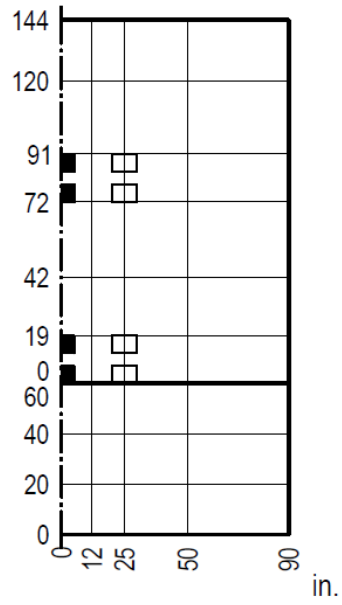


Figura 35 Schema strutturale impiegato per la fatica (banchina da 1.50 m – 60 in. , mesh media)

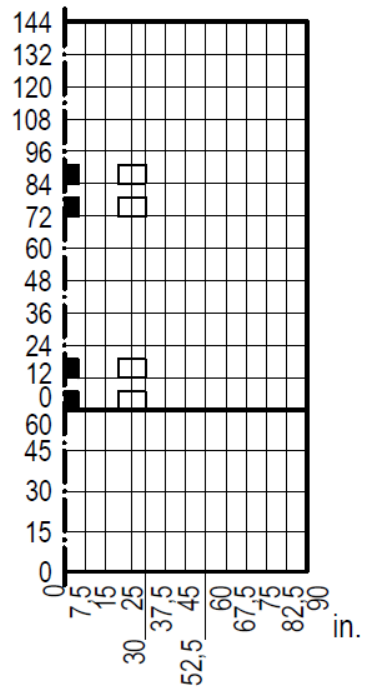


Figura 36 Schema strutturale impiegato per la fatica (banchina da 1.50 m – 60 in. , mesh alta)

Allo stesso modo, per determinare la risposta con FEM della configurazione di carico critica per l'erosione, utile per poi fare un confronto con la (7.20) sono stati considerati ulteriori 48 schemi statici. Si riportano in Figura 37 e Figura 38 le configurazioni adottate per mesh bassa e media nel caso di larghezza della banchina da 1.50 m.

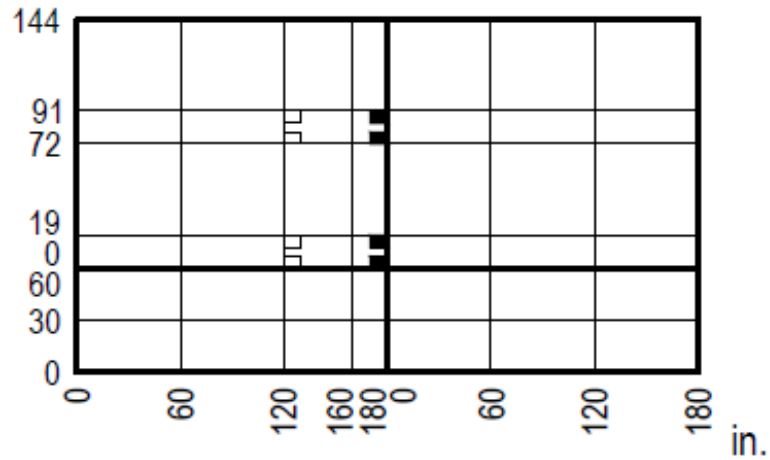
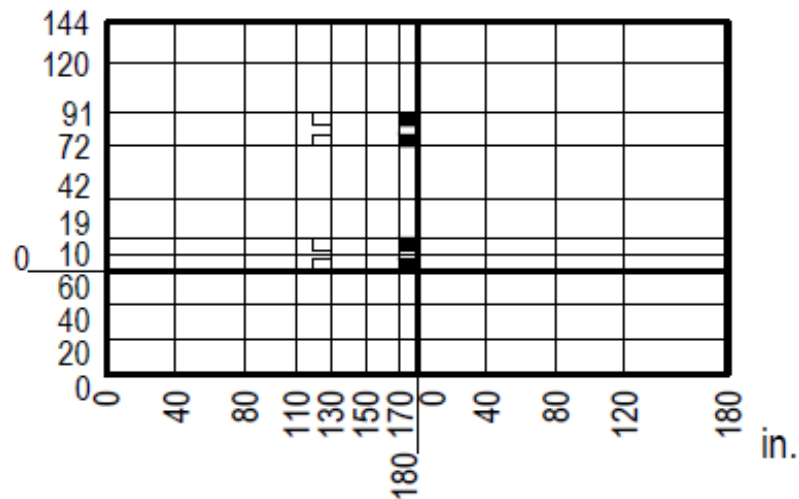


Figura 37 Schema strutturale impiegato per l'erosione (banchina da 1.50 m - 60 in. , mesh bassa)



L'implementazione in KENPAVE è avvenuta considerando le mesh riportate in Allegato 1 e i dati di Tabelle 14 e 15. Per tutti gli schemi strutturali si è assunto un unico periodo temporale vista la disponibilità di un solo dato di progetto (il software ne permette di considerare al più 12). L'errore relativo, ovvero la discrepanza tra il valore ottenuto con l'analisi FEM e quello ottenuto dalla formula analitica, è definito come segue:

$$\Delta := \left(\frac{\sigma_{FEM}}{\sigma_{edge}} - 1 \right) \cdot 100 \quad (7.25)$$

$$\Delta := \left(\frac{\delta_{FEM}}{\delta_{LC}} - 1 \right) \cdot 100 \quad (7.26)$$

Per quanto riguarda la fatica si riportano i risultati ottenuti con (7.15), considerando in Tabella 18 le tensioni all'estremità della lastra, σ_{edge} , mentre in Tabella 19 le tensioni equivalenti, σ_{eq} , ottenute moltiplicando le precedenti per i fattori correttivi f_1 , f_2 , f_3 ed f_4 .

Tabella 18 Risultati di tensione a bordo lastra con (7.15)

σ_{edge} (psi)	Con banchina	Senza banchina
SADT 18 kip (80 kN)	194.43	243.43
TADT 36 kip (160 kN)	173.75	226.08

Tabella 19 Risultati di tensione a bordo lastra con (7.15)

σ_{eq} (psi)	Con banchina	Senza banchina
SADT 18 kip (80 kN)	165.65	201.75
TADT 36 kip (160 kN)	148.03	187.37

Il confronto viene eseguito tra σ_{FEM} e σ_{edge} in quanto entrambi relativi alla sola risposta strutturale e non tenenti conto dei fattori correttivi successivamente introdotti per poter valutare il numero di ripetizioni ammissibili di tutte le configurazioni di carico. Rispetto alle formulazioni di Lee e Carpenter, Huang [2] riconduce le tensioni equivalenti al solo prodotto della tensione di estremità per il fattore di danno equivalente pari a 0.894, corrispondente ad f_3 . Dall'analisi riportata in Tabella 20 si evince il relativo impatto della larghezza della banchina sul valore di tensione: infatti, a parità di mesh poco cambia tra il caso di 1.2 m e quello di 2.1 m. Adottando mesh alta allo schema strutturale avente banchina da 1.5 m, si osserva una buona convergenza con il valore di riferimento, sia per la configurazione singola che tandem.

Tabella 20 Risultati di tensione a bordo lastra per mesh differenti

Larghezza banchina in m e ft.	Mesh	18 kip SADT		36 kip TADT	
		σ_{FEM} (psi)	Differenza (%)	σ_{FEM} (psi)	Differenza (%)
Assente	Bassa	191.072	-21.5%	122.414	-45.9%
	Media	235.955	-3.1%	200.542	-11.3%
	Alta	247.045	1.5%	223.135	-1.3%
1.2 m / 4 ft	Bassa	152.791	-21.4%	77.236	-55.5%
	Media	188.368	-3.1%	153.475	-11.7%
	Alta	196.403	1.0%	174.789	0.6%
1.5 m / 5 ft	Bassa	151.359	-22.2%	76.485	-56.0%
	Media	186.387	-4.1%	150.983	-13.1%
	Alta	194.414	0.0%	172.375	-0.8%
1.8 m / 6 ft	Bassa	150.522	-22.6%	76.748	-55.8%
	Media	185.168	-4.8%	149.54	-13.9%
	Alta	193.197	-0.6%	170.847	-1.7%
2.1 m / 7 ft	Bassa	149.992	-22.9%	77.43	-55.4%
	Media	184.384	-5.2%	148.697	-14.4%
	Alta	193.161	-0.7%	170.828	-1.7%

Per quanto concerne l'erosione, viene confrontato lo spostamento calcolato con gli elementi finiti, δ_{FEM} , con quello equivalente valutato con la (7.20) in quanto i fattori correttivi adottati sono stati introdotti per ottenere convergenza con i risultati di PCA e quest'ultima tiene esplicitamente in conto dell'effetto di posizione del carico all'interno della funzione di trasferimento, incorporata a sua volta negli abachi. I valori di riferimento per lo spostamento sono riportati nelle Tabelle 21 e 22 a seconda che in corrispondenza del

giunto trasversale vi sia trasferimento del carico soltanto per ingranamento o anche per la presenza di barre di compartecipazione.

Tabella 21 Risultati di deflessione (in.) a spigolo lastra in assenza di barre di compartecipazione (7.20)

δ_{eq} (in.)	Con banchina e senza barre di compartecipazione	Senza banchina e senza barre di compartecipazione
SADT 18 kip (80 kN)	0.0220	0.0346
TADT 36 kip (160 kN)	0.0273	0.0453

Tabella 22 Risultati di deflessione (in.) a spigolo lastra in presenza di barre di compartecipazione (7.20)

δ_{eq} (in.)	Con banchina e barre di compartecipazione	Senza banchina e barre di compartecipazione
SADT 18 kip (80 kN)	0.0165	0.0263
TADT 36 kip (160 kN)	0.0202	0.0328

Dai risultati ottenuti con la modellazione agli elementi finiti si evince che, rispetto al caso precedente, l'effetto della larghezza della banchina risulta essere decisamente più importante, così come quello relativo alla presenza o assenza di barre di compartecipazione poiché entrambi gli aspetti intervengono nella compartecipazione strutturale. Nuovamente la migliore convergenza, in entrambi i casi, si ha assumendo una banchina di larghezza pari 1.50 m. Si riportano le relative tabelle.

Tabella 23 Risultati abbassamento a spigolo lastra in assenza di barre di compartecipazione in corrispondenza del giunto

Larghezza banchina in m e ft.	Mesh	18 kip SADT		36 kip TADT	
		δ_{FEM} (in.)	Differenza (%)	δ_{FEM} (in.)	Differenza (%)
Assente	Bassa	0.02912	-15.8%	0.03805	-16.0%
	Media	0.03291	-4.9%	0.04391	-3.1%
	Alta	0.03347	-3.2%	0.04399	-2.9%
1.2 m / 4 ft	Bassa	0.0196	-10.67%	0.0253	-7.3%
	Media	0.0222	0.79%	0.0291	6.4%
	Alta	0.0224	1.70%	0.0289	5.78%
1.5 m / 5 ft	Bassa	0.0189	-13.81%	0.0242	-11.4%
	Media	0.0214	-2.62%	0.0278	2.0%
	Alta	0.0216	-1.80%	0.0276	1.20%
1.8 m / 6 ft	Bassa	0.0184	-16.18%	0.0234	-14.5%
	Media	0.0209	-5.08%	0.0269	-1.4%
	Alta	0.0210	-4.35%	0.0267	-2.21%
2.1 m / 7 ft	Bassa	0.0180	-18.05%	0.0227	-16.9%
	Media	0.0205	-6.94%	0.0262	-4.0%
	Alta	0.0206	-6.26%	0.0260	-4.85%

Tabella 24 Risultati abbassamento a spigolo lastra in presenza di barre di compartecipazione

Larghezza banchina in m e ft.	Mesh	18 kip SADT		36 kip TADT	
		δ_{FEM} (in.)	Differenza (%)	δ_{FEM} (in.)	Differenza (%)
Assente	Bassa	0.02175	-17.4%	0.02839	-13.5%
	Media	0.02506	-4.8%	0.03334	1.6%
	Alta	0.02546	-3.3%	0.03338	1.7%
1.2 m / 4 ft	Bassa	0.0145	-12.34%	0.0186	-7.99%
	Media	0.0167	0.99%	0.0218	7.77%
	Alta	0.0169	2.14%	0.0217	7.23%
1.5 m / 5 ft	Bassa	0.0139	-15.67%	0.0178	-12.09%
	Media	0.0161	-2.65%	0.0209	3.18%
	Alta	0.0162	-1.62%	0.0208	2.54%
1.8 m / 6 ft	Bassa	0.0135	-18.09%	0.0172	-15.25%
	Media	0.0156	-5.25%	0.0202	-0.23%
	Alta	0.0158	-4.28%	0.0201	-0.92%
2.1 m / 7 ft	Bassa	0.0132	-20.03%	0.0166	-17.77%
	Media	0.0153	-7.25%	0.0197	-2.85%
	Alta	0.0155	-6.28%	0.0195	-3.54%

A valle dell'analisi di sensitività si può concludere che i valori ottenuti sia con Lee e Carpenter che con PCA siano riconducibili ad una larghezza della banchina di 1.5 m, tenendo conto di tutte le ulteriori incertezze fin qui evidenziate. A tal proposito, preme osservare che lo stesso valore sia il minimo prescritto da Austroads qualora si consideri la banchina in calcestruzzo separata dalla lastra, oggetto del dimensionamento, mediante un giunto longitudinale, proprio come è stato modellato in KENPAVE attribuendo le rigidezze di PCA. Adottando tale dimensione come riferimento, larghezze superiori

determinano cedimenti e tensioni a spigolo e bordo lastra inferiori, in virtù della compartecipazione strutturale, e conseguentemente numeri di ripetizioni ammissibili superiori e valori di danno inferiori.

7.5 Analisi strutturale di Austroads

La guida australiana prescrive il calcolo di tensione equivalente (S_e) e del fattore di erosione (F_3) mediante l'equazione sotto riportata. Ricordando che l'approccio è basato su PCA valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza circa le posizioni dei carichi nonché le variabili di specificazione dei criteri di rottura.

$$S_e \text{ o } F_3 = a + \frac{b}{D} + c \cdot \ln E_f + \frac{d}{D^2} + e \cdot [\ln E_f]^2 + f \cdot \frac{\ln E_f}{D} + \frac{g}{D^3} + h \cdot [\ln E_f]^3 + i \cdot \frac{[\ln E_f]^2}{D} + j \cdot \frac{\ln E_f}{D^2} \quad (7.27) [7]$$

Nella quale:

- D , è lo spessore della lastra in mm;
- E_f , è l'indice CBR di progetto (%);
- $a, b, c, d, e, f, g, h, i, j$ sono coefficienti di calibrazione tabellati per ogni specifico gruppo d'asse e dipendono dalla tipologia di dissesto, dalla presenza di banchine e, per l'erosione, di barre di compartecipazione (Tabelle 25, 26 e 27).

Tabella 25 Coefficienti di calibrazione per la valutazione delle tensioni equivalenti [7]

Coefficiente	Senza banchine in calcestruzzo						Con banchine in calcestruzzo					
	Tipologia di gruppo di assi						Tipologia di gruppo di assi					
	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT
a	0.118	0.56	0.118	0.219	0.089	0.089	-0.051	0.33	-0.051	0.088	-0.145	-0.145
b	125.4	184.4	125.4	399.6	336.4	336.4	26	206.5	26	301.5	258.6	258.6
c	-	-	-	-	-0.134	-0.134	0.0899	-	0.0899	-	0.008	0.008
	0.2396	0.6663	0.2396	0.3742				0.4684		0.1846		
d	26969	44405	26969	-38	-10007	-10007	35774	28661	35774	4418	1408	1408
e	0.0896	0.2254	0.0896	0.168	0.083	0.083	-	0.165	-	0.0939	0.0312	0.0312
f	0.19	19.75	0.19	-71.09	-83.14	-83.14	0.0376	2.82	0.0376	-59.93	-61.25	-61.25
g	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	352174	942585	352174	681381	1215750	1215750	861548	686510	861548	280297	488079	488079
h	-	-	-	-	-0.012	-0.012	0.0031	-	0.0031	-	-	-
	0.0104	0.0248	0.0104	0.0218				0.0186		0.0128	0.0058	-0.0058
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.2536	4.6657	1.2536	3.6501	5.2724	5.2724	1.3098	1.9606	1.3098	4.1791	4.7428	4.7428
j	-1709	-4082	-1709	2003	4400	4400	-4009	-2717	-4009	1768	2564	2564

Tabella 26 Coefficienti per il calcolo dei fattori di erosione nel caso di lastre prive di barre di compartecipazione [7]

Coeff.	Senza banchine in calcestruzzo						Con banchine in calcestruzzo					
	Tipologia di gruppo di assi						Tipologia di gruppo di assi					
	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT
a	0.745	1.33	1.907	1.907	2.034	2.034	0.345	0.914	1.564	1.564	2.104	2.104
b	533.8	537.5	448.3	448.3	440.3	440.3	534.6	539.8	404.1	404.1	245.4	245.4
c	-0.2071	-0.1929	-0.1749	-0.1749	-0.2776	-0.2776	-0.1711	-0.1416	-0.1226	-0.1226	0.2473	-0.2473
d	-42419	-43035	-35827	-35827	-36194	-36194	-44908	-44900	-32024	-32024	-15007	-15007
e	0.0405	0.0365	0.0382	0.0382	0.0673	0.0673	0.0347	0.0275	0.0256	0.0256	0.0469	0.0469
f	27.27	26.44	0.64	0.64	15.77	15.77	20.49	16.37	-9.79	-9.79	8.86	8.86
g	1547570	1586100	1291870	1291870	1315330	1315330	1676710	1654590	1150280	1150280	518916	518916
h	-0.0044	-0.0039	-0.006	-0.006	-0.0084	-0.0084	-0.0038	-0.0032	-0.0052	-0.0052	0.0075	-0.0075
i	-1.4656	-1.4547	1.0741	1.0741	-1.2068	-1.2068	-1.3829	-0.9584	2.1997	2.1997	1.5517	1.5517
j	-1384	-1344	50	50	-625	-625	-913	-765	469	469	-599	-599

Tabella 27 Coefficienti per il calcolo dei fattori di erosione per lastre con barre di compartecipazione e continue [7]

Coeff.	Senza banchine in calcestruzzo						Con banchine in calcestruzzo					
	Tipologia di gruppo di assi						Tipologia di gruppo di assi					
	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT	SAST	SADT	TAST	TADT	TRDT	QADT
a	0.072	0.643	1.41	1.41	2.089	2.089	-0.184	0.44	0.952	0.952	1.65	1.65
b	679.9	684.5	498.9	498.9	351.3	351.3	602.3	609.8	544.9	544.9	359.4	359.4
c	-0.0789	-0.0576	-0.168	-0.168	0.3343	0.3343	-0.0085	-0.0484	-0.0404	-0.0404	-0.1765	-0.1765
d	-58342	-58371	-39430	-39430	-25576	-25576	-50996	-52519	-47500	-47500	-28901	-28901
e	0.0179	0.0128	0.0322	0.0322	0.0723	0.0723	-0.0122	0.0017	0.0179	0.0179	0.0435	0.0435
f	6.7	4.61	13.8	13.8	29.58	29.58	8.99	9.62	-31.54	-31.54	-15.97	-15.97
g	2139330	2131390	1437580	1437580	923081	923081	1874370	1949350	1719950	1719950	1085800	1085800
h	-0.0021	-0.0017	-0.0044	-0.0044	0.0086	0.0086	0.0008	-0.0007	-0.0051	-0.0051	-0.0084	-0.0084
i	-0.5199	-0.2056	-0.038	-0.038	1.6301	1.6301	-0.4759	-0.6314	3.3789	3.3789	3.2908	3.2908
j	-187	-185	-697	-697	-1327	-1327	-374	-326	1675	1675	758	758

Noti la tensione equivalente e il fattore di erosione, specifici per ogni gruppo di assi, si procede alla determinazione del numero di ripetizioni ammissibili mediante le opportune funzioni di trasferimento (capitolo 8).

7.6 Modello di Boussinesq e derivazioni successive

Il secondo - non per ordine di importanza - modello di comportamento del sottofondo, proposto da Boussinesq e noto come "fondazione solida", assimila questo ad un semispazio elastico, omogeneo e isotropo, caratterizzato da un modulo elastico, E , e un coefficiente di Poisson ν . In origine Boussinesq risolse il problema del calcolo dello stato di sforzo e di deformazione prodotti da una forza concentrata applicata sulla frontiera del semispazio. Il campo di spostamenti ottenuto ha le seguenti componenti [24]

$$u_z = \frac{P}{4\pi R G} \left[2(1 - \nu) + \frac{z^2}{R^2} \right] \quad (7.28)$$

[24]

$$u_r = \frac{P}{4\pi R G} \left[\frac{r z}{R^2} - \frac{(1 - 2\nu)r}{R + z} \right] \quad (7.29)$$

[24]

Per i punti della superficie ($z = 0, R = r$) l'abbassamento verticale ottenuto dalla (7.28) è pari a:

$$u_z = \frac{P(1 - \nu)}{2\pi r G} = \frac{P(1 - \nu^2)}{\pi r E} \quad (7.30)$$

[24]

La specializzazione del problema originale ad un carico uniformemente distribuito su un'impronta circolare di raggio a , può essere effettuata applicando il principio di sovrapposizione degli effetti in virtù della linearità delle equazioni di campo e condizioni al contorno [24]. Integrando la precedente equazione sull'area circolare e assumendo un carico elementare $qr dr d\theta$, si ottiene la deflessione superficiale in corrispondenza del centro della piastra, assumendo quest'ultima flessibile.

$$u_z = \int_0^{2\pi} \int_0^a \frac{qr}{\pi r E} (1 - \nu^2) dr d\theta = \frac{2qa}{\pi E} (1 - \nu^2) \quad (7.31)$$

[24]

In maniera del tutto analoga si ricavano le altre espressioni per $\sigma_z, \sigma_r, \sigma_\theta$.

$$\sigma_z = q \left\{ 1 - \left[1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\} \quad (7.32)$$

[24]

$$\sigma_r = \sigma_\theta = \frac{q}{2} \left\{ 1 + 2\nu - 2(1 + \nu) \left[1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} + \left[1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2 \right]^{-\frac{3}{2}} \right\} \quad (7.33)$$

[24]

L'integrazione di tensioni e spostamenti per un generico punto non appartenente all'asse di simmetria conduce alle soluzioni grafiche riportate sulle carte di Foster e Alvin. L'applicazione delle formule di Boussinesq, con l'estensione all'impronta di carico circolare, si rivela utile per la determinazione dello stato tensodeformativo di sottofondi di strade prive di manto di copertura [1] ma non trova riscontro diretto nei modelli di calcolo impiegati correntemente.

7.7 Soluzioni di Burminster per bi-strato e tri-strato

Una delle prime applicazioni nel dimensionamento strutturale delle pavimentazioni si deve a Burminster che fornì la soluzione del bistrato elastico per il progetto di sovrastrutture aeroportuali. Le ipotesi del problema sono:

- (1) Terreni costituenti i due strati caratterizzati da materiale omogeneo, isotropo ed elastico;
- (2) Lo strato sommitale di rinforzo viene assunto privo di peso, infinito in estensione orizzontale e poggiante su un semispazio di diverso materiale;
- (3) Sulla frontiera del bistrato, al di fuori dell'impronta di carico, si richiede come condizione al contorno l'assenza di sforzi normali e di taglio. A profondità infinita, le tensioni e gli spostamenti devono essere nulli;
- (4) Si assume perfetta continuità tra i due strati, pertanto l'intero bistrato è collaborante come se si trattasse di un unico mezzo elastico. Ciò si traduce nell'avere uguali spostamenti orizzontali e verticali all'interfaccia degli strati. Inoltre, per non violare l'equilibrio, si richiede che anche gli sforzi normali siano uguali nei due strati in corrispondenza dell'interfaccia.
- (5) Per ottenere soluzioni pratiche, tenendo conto anche dell'incertezza nella determinazione del coefficiente di Poisson, si assume un valore di ν pari a 0.5 per entrambi gli strati.

La soluzione ottenuta consente di calcolare la deflessione superficiale, in asse al carico:

$$w = \frac{1.5 pr}{E_2} F \left[\frac{r}{h_1}, \frac{E_2}{E_1} \right] = \frac{1.5 pr}{E_2} F_w \quad (7.34)$$

[1]

Dove:

- F_w , è il coefficiente di deflessione ed è funzione dello spessore dello strato superiore e del rapporto tra i moduli dello strato medesimo e del sottofondo.

Il modello del bistrato e la soluzione di Burminster si rivelano particolarmente utili nel caso delle pavimentazioni flessibili, mentre poco si confanno alla trattazione delle rigide, se non nel caso di carico posto al centro di una lastra sufficientemente grande e con perfetta continuità tra sottofondo e lastra stessa. Questa configurazione permette l'impiego di codici di calcolo ad elementi finiti sviluppati per flessibili anche nel caso di lastre in calcestruzzo. Risulta tuttavia agevole per quantificare il miglioramento delle caratteristiche del sottofondo grazie all'introduzione di una fondazione non trattata, come evidenziato dalle tabelle PCA per la stima del modulo di reazione del bistrato.

La soluzione del tri-strato, sempre fornita da Burminster, viene espressa agevolmente grazie alla formulazione tabellata di Jones, presente in letteratura. Ricalca le ipotesi riportate per il bistrato e consente la determinazione delle tensioni normali verticale e radiale in asse al carico, corrispondenti alle due interfacce tra i tre strati.

7.8 Analisi strutturale del metodo LCPC - SETRA

L'analisi strutturale di tale metodo considera un tri-strato composto dalla lastra in calcestruzzo, la fondazione e il sottofondo. I dati di input sono gli spessori, i moduli elastici e i coefficienti di Poisson definiti nei precedenti capitoli. La forzante applicata sulla frontiera consiste in due impronte circolari di raggio e interasse rispettivamente pari a 0.125 m e 0.375 m corrispondenti a mezza configurazione dell'asse di riferimento da 130 kN adottato da LCPC-SETRA. La pressione di contatto è pari a 662 kPa ed è ottenuta dalla seguente equazione:

$$p_g = \frac{P}{\pi r^2} \quad (7.35)$$

dove:

- p_g , è la pressione di gonfiaggio espressa in kPa;
- P , è il peso agente in condizioni statiche sull'impronta circolare, espresso in kN. Poiché l'asse di riferimento è l'asse singolo a ruote gemellate da 130 kN, allora ogni impronta porterà 32.5 kN;

- r , è il raggio dell'impronta circolare espresso in m, pari a 0.125 m.

La procedura prevede il calcolo delle tensioni in corrispondenza dell'intradosso degli strati di fondazione e lastra. Sebbene la guida prescriva la limitazione della deformazione verticale del sottofondo calcolandola nella parte più sommitale di quest'ultimo, per le sovrastrutture rigide tale valutazione viene omessa essendo essenzialmente soggette a fessurazione per fatica e non degrado per ormaiamento e dal momento che l'elemento strutturale in calcestruzzo è infinitamente più rigido rispetto al sottofondo stesso [5].

Il calcolo viene condotto su due verticali passanti rispettivamente per il baricentro di una delle due impronte nonché il punto intermedio alle due. Il valore da assumere ai fini delle verifiche sarà quello che massimizza la tensione di trazione in ogni punto.

La soluzione statica è stata ottenuta impiegando la suite opensource ALVA sviluppata in ambiente MATLAB. Le componenti del software consentono non solo l'esecuzione dell'analisi elastica lineare (impiegata nel caso in esame), ma anche viscoelastica e di back-calculation. Si presta ad essere un tool estremamente efficiente per la determinazione delle soluzioni all'interno delle pavimentazioni flessibili e la sua validazione è stata condotta confrontando gli output ottenuti da altri codici, tra cui ELLEA, BISAR e KENLAYER. Quest'ultimo è la versione duale a KENSALBS, in ambiente KENPAVE, impiegata nella risoluzione delle flessibili.

Il grande vantaggio di ALVA consiste nella possibilità di gestire direttamente, mediante la struttura "alva.kh" le condizioni al contorno relative alle interfacce interne, modellate dal software come rigidità di molle equivalenti.

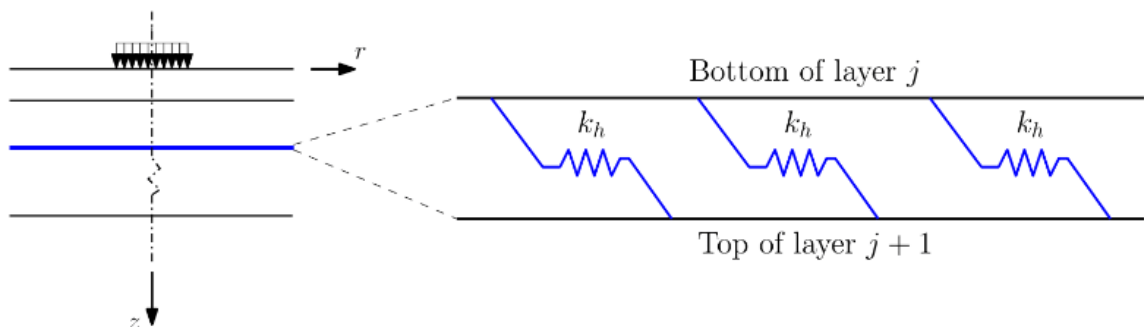


Figura 38 Schematizzazione delle molle equivalenti per la condizione di vincolo alle interfacce (da sito <https://github.com/asmuskar/ALVA>)

La sostanziale differenza rispetto al modello adottato per le flessibili risiede infatti nel considerare all'interfaccia tra lastra e fondazione l'assenza di aderenza, volendo scongiurare fessurazioni di richiamo

nella lastra innescate dallo strato di fondazione sottostante. Pertanto, si assegna ad `alva.bond` la stringa "Slip", e ad `alva.kh` valore nullo in corrispondenza della prima componente e un valore di rigidezza molto elevato (10^9 MPa/mm) nella seconda. Qualora nello strato di fondazione venga impiegato un materiale legato a bitume è possibile considerare la condizione di semi-aderenza dell'interfaccia in esame semplicemente mediando i risultati dell'analisi ottenute rispettivamente dalla condizione appena descritta e quella che invece considera totale continuità all'interfaccia, ovvero 'Bonded'. Esula dagli scopi della presente trattazione e non è implementato nel tool ma si è ritenuto utile segnalarlo per una trattazione più esaustiva.

```

% -----
% Select interface
% -----
alva.bond = 'Slip';
% 1) 'Bonded'      : Full bonding between layers
% 2) 'Slip'       : Interface bonding factor
% 3) 'Frictionless' : No bonding between layers
% -----

```

Figura 39 Righe di codice con gli array della struttura alva di interesse

Per sfruttare l'interoperabilità con il foglio di calcolo implementante la procedura si è reso necessario creare la function FRM (*French Rational Method*), adattando opportunamente gli script di default forniti che, come dati di ingresso, riceve la matrice "InputData" contenente le seguenti informazioni:

- Profondità di interfaccia lastra – fondazione e fondazione – sottofondo. Per quest'ultimo si assume assunta una profondità di interfaccia molto elevata (9999);
- Modulo elastico e coefficiente di Poisson attribuiti ai diversi strati;
- Coordinate dei punti di valutazione delle tensioni, deformazioni e spostamenti;
- Coordinate delle posizioni dei carichi applicati sulla frontiera;
- Pressioni di contatto.

Gli output restituiti direttamente in ambiente Excel sono i valori di tensione nei punti richiesti. Per ragioni pratiche viene restituita anche la soluzione stratigrafica relativa alle tensioni appena calcolate: potrebbe sembrare un accorgimento inutile ma in realtà permette, nel caso si ipotizzino differenti spessori, di informare l'utente sulla necessità di invocare nuovamente la function dal foglio di calcolo, per eseguire una

nuova analisi elastica con i dati aggiornati. Il vettore in uscita, chiamato "thick_stress", è quindi costituito da sei componenti:

- I valori di tensione all'intradosso della lastra (2);
- I valori di tensione all'intradosso fondazione (2);
- Le profondità degli interfaccia lastra – fondazione e fondazione – sottofondo (2) per i quali è appena stata calcolata la soluzione strutturale.

Per maggiori dettagli si rimanda allo script (Allegato 2).

Tabella 28 Esempio di matrice "InputData" in ingresso a function FRM (da tool Excel)

Profondità dell'interfaccia Z_i (cm)	Modulo elastico (MPa)	Coefficiente di Poisson	Coordinate dei punti di valutazione			Pressione di contatto (kPa)	Raggio di contatto (cm)	Coordinate dei baricentri delle impronte di carico	
			x (cm)	y (cm)	z (cm)			x (cm)	y (cm)
21	35000	0.25	0	0	20.99	662.08	12.5	0	0
61	24000	0.25	18.75	0	20.99	662.08	12.5	37.5	0
9999	50	0.35	0	0	60.99				
			18.75	0	60.99				

```

% -----
% Pavement material properties (minimum two layers required)
% -----
alva.zi = InputData(1:2,1) '*10;
% Depth of first n-1 layers from the surface
% [mm]: last z = inf, and should not be added.
% NB: zi(i) > zi(i-1) > z(i-2) ...
alva.E = InputData(1:3,2)'; % Layer Young's moduli [MPa]
alva.nu = InputData(1:3,3)'; % Layer Poisson's ratio [-]
alva.kh = [0 1e9]; % Interface bonding/horizontal spring [MPa/mm]
% -----

```

Figura 40 Assegnazione delle condizioni di vincolo richieste al modello

Tabella 29 Vettore in uscita della function FRM (da tool Excel)

$\sigma_{\max 1}$ intradosso lastra (MPa)	0.60
$\sigma_{\max 2}$ intradosso lastra (MPa)	0.56
$\sigma_{\max 3}$ intradosso Fondazione (MPa)	0.46
$\sigma_{\max 4}$ intradosso Fondazione (MPa)	0.48
Ultima profondità di interfaccia lastra – fondazione in memoria (cm)	20
Ultima profondità di fondazione – sottofondo in memoria (cm)	40

A partire dai dati di Tabella 29, si estraggono le tensioni massime alle profondità di interesse per poter poi procedere con la validazione strutturale.

$$\begin{cases} \sigma_{lastra} = \max(\sigma_{\max 1}, \sigma_{\max 2}) \\ \sigma_{fondazione} = \max(\sigma_{\max 3}, \sigma_{\max 4}) \end{cases}$$

8 Criteri di rottura e funzioni di trasferimento

I dissesti riguardanti le pavimentazioni rigide si distinguono principalmente in strutturali e funzionali. I primi sono relativi all'integrità strutturale di lastra e giunto e dunque inerenti alla capacità portante; i secondi invece sono riferiti agli effetti derivanti dall'azione levigante dei carichi transienti e da quella disgregante di tipo ambientale, che in sinergia concorrono ad una riduzione della microtessitura degli aggregati lapidei e della macrotessitura. Tra le forme di degrado più comuni relativamente alla lastra, si considera la formazione di fessure, laddove le tensioni di trazione dovute ai carichi, alle azioni termiche piuttosto che al ritiro, superino il valore di resistenza a trazione del calcestruzzo. Tale grandezza risulta essere utile nella descrizione del comportamento a fatica, valutato mediante prova a flessione come descritto nel capitolo 5.

A seconda del tipo di pavimentazione rigida, i differenti tipi di fessure vengono distinti per genesi e localizzazione: nelle JPCP è usuale riscontrare fessure in corrispondenza dello spigolo della lastra o con sviluppo longitudinale, entrambe riconducibili alla combinazione di ripetizioni di carico, perdita di supporto o tensioni indotte di tipo termico; fessure trasversali sono riconducibili invece a gradienti termici e deformazioni da ritiro. A bordo lastra, poiché il calcestruzzo risulta essere saturo, in genere si assiste alla schemi fessurativi riconducibili ad azioni di gelo-disgelo che possono eventualmente portare a rottura l'intera lastra (Figura 41) [25].

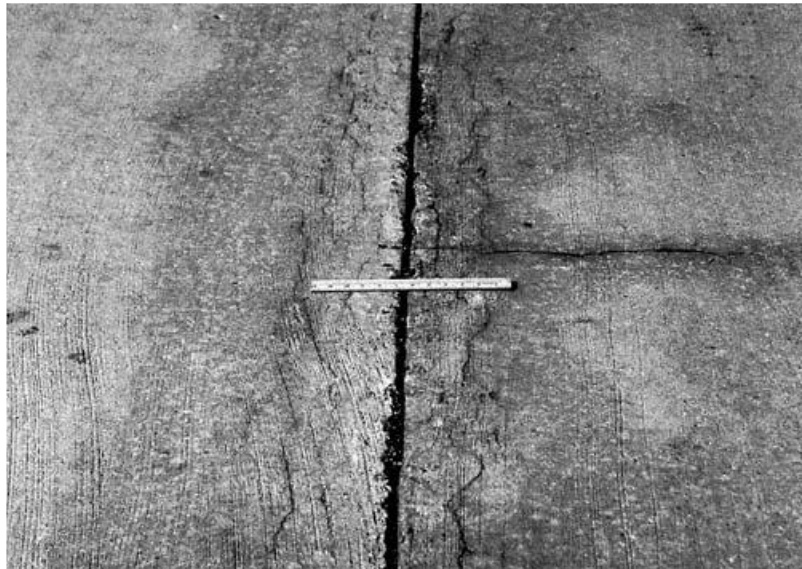


Figura 41 Esempio di fessurazione riconducibile ad azioni gelo-disgelo [25]

Nelle CRCP la forma di dissesto più comune è nota come punzonamento di bordo (*punchout*) ed è riconducibile all'azione del traffico ma anche alla perdita di supporto della fondazione, inadeguato spessore della lastra o difetti locali del calcestruzzo associati a errori di costruzione [25]. Il meccanismo, descritto da Zollinger (1989), si compone di quattro differenti danneggiamenti [2]: quando la lastra in calcestruzzo si fessura, la tensione di trazione nella barra di compartecipazione causa la rottura della parte di calcestruzzo che la ricopre; questo comporta una riduzione di rigidità della lastra con conseguente propagazione della fessura in superficie. Tale fenomeno incoraggia l'ulteriore apertura della fessura facendo venire meno la capacità di trasferimento del carico. In presenza di due fessure parallele, l'assenza di collaborazione strutturale fa sì che la porzione di lastra ivi frapposta si comporti come una trave a mensola con conseguente fessurazione nella zona d'incastro.



Figura 42 Punchout di severità media [25]

Per quanto riguarda i giunti, questi si rivelano essere sede preferenziale di innesco di fenomeni di degrado e pertanto una corretta progettazione e costruzione sono imperativi. In assenza di ciò possono verificarsi fenomeni di scalettamento tra i bordi di due lastre attigue conseguente alla perdita di collaborazione strutturale, sia per mancato ingranamento sia per cedimento differenziale delle barre di compartecipazione. Il fenomeno non soltanto inficia il comfort dell'utenza nell'abitacolo del veicolo ma, a lungo termine, per effetto dell'infiltrazione di acqua al di sotto della lastra, degenera in pumping. Quest'ultimo

è particolarmente deleterio perché comporta l'innescò di un fenomeno erosivo dello strato di fondazione con conseguente rottura della lastra, la quale non avendo più supporto uniforme lavorerà nuovamente a sbalzo.



Figura 43 Dissesto per pumping [28]

Sempre in corrispondenza dei giunti si possono osservare fessure superficiali non coinvolgenti l'intero spessore della lastra e legate all'azione del traffico, infiltrazione di materiali incompressibili con conseguente espansione, o ancora errori di costruzione [25].

Ai fini di questa trattazione, le forme di dissesto per le quali si considereranno specifiche funzioni di trasferimento sono la fessurazione per fatica e l'erosione della fondazione.

8.1 Comportamento a fatica dei materiali legati secondo LCPC – SETRA

Il comportamento a fatica dei materiali legati viene valutato con la prova a flessione su provini trapezoidali incastrati alla base. La curva a fatica descritta dalla (8.1), è associata ad una probabilità di rottura del 50% e i risultati delle prove, espressi come $\log N$ (logaritmo del numero di cicli a rottura), si distribuiscono secondo una legge Normale avente una deviazione standard pari a SN .

$$\frac{\sigma}{f_f} = 1 + \beta \log N \quad (8.1)$$

[5]

In virtù della dispersione dei risultati sperimentali, si rivela difficile ottenere la curva intera effettuando un numero ragionevole di prove. Pertanto, si cerca di determinare il valore di tensione a rottura ad un milione di cicli e la deviazione standard, SN, della dispersione log N a questo livello di tensione. Si considera la relazione seguente

$$\sigma = \sigma_6 \left(\frac{N}{10^6} \right)^b \quad (8.2)$$

[5]

Dove:

- σ_6 , è la tensione a rottura a un milione di cicli;
- b , è la pendenza del ramo linearizzato nell'intervallo tra 10^5 e 10^6 cicli ed è relativo al materiale.

$$b = -0.5 \log \left(\frac{1 + 5\beta}{1 + 7\beta} \right) \quad (8.3)$$

[5]

Nell'ambito della metodologia francese, come accennato nel capitolo relativo all'affidabilità, il rischio di progetto rientra nella definizione della tensione ammissibile di trazione e l'incertezza in questo caso non è solamente relativa alle caratteristiche meccaniche del materiale ma anche agli spessori. Assumendo che anche lo spessore dei diversi strati sia distribuito secondo una Normale con deviazione standard Sh, è possibile definire il rischio di progetto r come il valore della probabilità di rottura nel periodo p corrispondente a NE ripetizioni. Poiché nella definizione interviene non soltanto l'incertezza relativa al traffico ma anche quella sullo spessore degli strati, è possibile definire la varianza risultante come la somma delle relative varianze, da cui lo scarto è pari a:

$$\delta = \left[SN^2 + \left(\frac{c^2}{b^2} \right) Sh^2 \right]^{0.5} \quad (8.4)$$

[5]

Dove:

- c , è un coefficiente che lega la variazione di tensione alla variazione dello spessore della pavimentazione. Per le strutture correnti è dell'ordine di 0.02 cm^{-1} .

Poiché il comportamento complessivo del numero di cicli a rottura è così definito,

$$\log N \sim N(\log NE, \delta^2)$$

Allora la probabilità di non superamento del numero di ripetizioni equivalenti NE è conveniente valutarla ricorrendo alla distribuzione Normale standard. Ipotizzare un rischio di progetto inferiore al 50% equivale a spostarsi dal valore medio NE di una quantità pari a $\mu\delta$, ovvero assumere cautelativamente un valore di cicli a rottura inferiore.

8.1.1 Tensione di trazione ammissibile nella lastra

Il valore di tensione di trazione ammissibile all'intradosso della lastra viene valutato considerando la seguente relazione [5],

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE)k_r k_d k_c \quad (8.5)$$

[5]

Dove:

- $\sigma_t(NE)$, è la tensione alla quale la rottura a trazione indiretta è ottenuta per NE ripetizioni di carico;
- NE , è il traffico di progetto richiesto dal metodo LCPC – SETRA in termini di asse equivalente (capitolo 3);
- k_r , è un fattore correttivo che tiene conto del rischio di calcolo ed è funzione delle incertezze sullo spessore (deviazione standard Sh) e sui risultati delle prove a fatica (deviazione standard SN);

$$k_r := 10^{-ub\delta} \quad (8.6)$$

[5]

- u è la variabile centrata ridotta e associata al rischio r ;
 - b è la pendenza della legge di fatica del materiale (su scala bi-log);
 - δ è la deviazione standard della distribuzione di $\log N$ a rottura (8.5).
-
- k_d , è il fattore correttivo che tiene conto della presenza di giunti e l'incidenza dei gradienti termici. Per le condizioni climatiche nella Francia metropolitana si considerano i valori forniti in Tabella 30;
 - k_c , è il fattore correttivo che tiene conto della discrepanza tra i risultati del modello di calcolo e quelli osservati su pavimentazioni dello stesso tipo. La guida adotta 1.5.

- Tabella 30 Coefficiente k_d per pavimentazioni rigide [5]

Tipologia	Coefficiente k_d
JPCP senza barre di compartecipazione	1/1.7
JPCP con barre di compartecipazione	1/1.47
CRCP	1/1.47

8.1.2 Tensione di trazione ammissibile nello strato di fondazione

Il valore della tensione di trazione ammissibile all'intradosso dello strato di fondazione si ricava con un'espressione del tutto analoga alla precedente,

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_t(NE)k_r k_c k_s \quad (8.7)$$

[5]

In cui:

- $\sigma_t(NE)$, è la tensione alla quale la rottura a trazione indiretta è ottenuta per NE ripetizioni di carico;
- NE , è il traffico di progetto in termini di asse equivalente (capitolo 3);
- k_r , è un fattore correttivo che tiene conto del rischio di calcolo ed è funzione delle incertezze sullo spessore (deviazione standard Sh) e sui risultati delle prove a fatica (deviazione standard SN);

- k_c , è il fattore correttivo che tiene conto della discrepanza tra i risultati del modello di calcolo e quelli osservati su pavimentazioni dello stesso tipo. Il valore consigliato dalla guida è 1.5 quando viene impiegata la resistenza a trazione indiretta del calcestruzzo, tenuto conto del comportamento osservato su pavimentazioni esistenti dello stesso tipo.
- k_s , è il fattore correttivo che tiene conto degli effetti dovuti ad eterogeneità locali di portanza di uno strato di debole rigidezza su cui vi sono strati legati (Tabella 31)

Tabella 31 Valori del coefficiente k_s

Modulo	Coefficiente k_s
$E < 50 \text{ MPa}$	1/1.2
$50 \text{ MPa} \leq E \leq 120 \text{ MPa}$	1/1.1
$E > 120$	1

8.2 Criterio di rottura per fatica secondo PCA e Austroads

Le funzioni di trasferimento impiegate da PCA e Austroads sono le stesse, essendo quest'ultimo approccio derivato dal primo. Il comportamento a fatica del calcestruzzo viene valutato con il medesimo apparato impiegato per determinare la rigidezza flessionale (Capitolo 5) e prevede l'individuazione del modulo a rottura a 28 giorni.

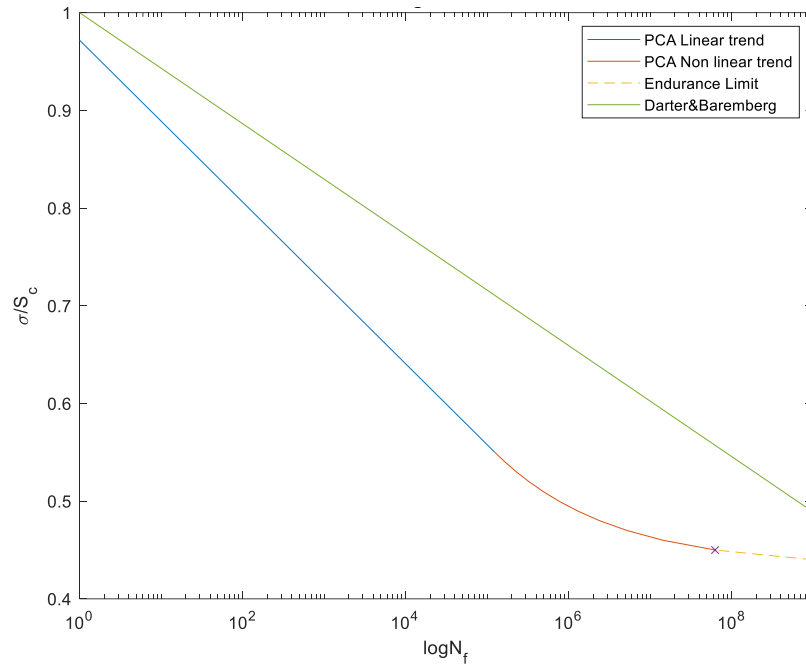


Figura 44 Plot Matlab dei criteri di rottura PCA e Darter e Barenberg

Le equazioni di trasferimento descrittive il criterio di rottura sono le seguenti.

$$\log N_f = \left(\frac{0.9719 - S_r}{0.0828} \right) \quad \text{se } S_r > 0.55 \quad (8.8)$$

[2]

$$N_f = \left(\frac{4.258}{S_r - 0.4325} \right)^{3.268} \quad \text{se } 0.45 \leq S_r \leq 0.55 \quad (8.9)$$

[2]

$$N = \text{illimitato} \quad \text{se } S_r < 0.45$$

Dove:

- N_f , è il numero di ripetizioni ammissibili per un dato asse;
- S_r , è in prima battuta è il rapporto tra la tensione di trazione della fibra più esterna generata dal carico i -esimo e il modulo a rottura del calcestruzzo. Viene indicato anche come σ/S_c .

Quando il rapporto tra tensioni è inferiore a 0.45 si ritiene che il materiale abbia raggiunto il limite di resistenza (*endurance limit*) e pertanto sarà possibile applicare un numero infinito di ripetizioni senza che si verifichino cedimenti per fatica.

Il criterio adottato da PCA, come si evince da Figura 44, è più cautelativo rispetto a quello di Darter e Barenberg, il quale si riferisce ad una probabilità di rottura del 50%.

La guida australiana definisce S_r come il rapporto della tensione equivalente generata dall'asse di riferimento per ogni gruppo e il modulo a rottura del calcestruzzo. Il fattore moltiplicativo che tiene conto del carico di progetto, a tutti gli effetti ricorda il fattore correttivo adottato da Lee e Carpenter, come precedentemente mostrato. Si osservi, che in questo caso l'affidabilità interviene non soltanto nel valore caratteristico di modulo a rottura ma anche nel carico di progetto, il quale risulta essere il carico d'asse amplificato per un fattore di sicurezza.

$$S_r = \frac{S_e}{0.944 f_{cf}} \left(\frac{P L_{SF}}{4.45 F_1} \right)^{0.94} \quad (8.10)$$

Dove:

- S_e , è la tensione equivalente dipendente dal gruppo di carico e calcolata con (7.27);
- L_{SF} , è il fattore di sicurezza applicato ai carichi (Capitolo 4);
- P , è il peso dell'asse (kN);
- F_1 , è una fattore correttivo dipendente dal gruppo (9 per SAST, 18 per SADT, 18 per TAST, 36 per TADT, 54 per TRDT e 72 per QADT).

8.3 Criteri di rottura per erosione secondo PCA e Austroads

Il modello sviluppato da PCA per il criterio di rottura di erosione si basa sui risultati degli AASHO Road test. Sulla base delle osservazioni sul campo e incorporando all'interno del criterio anche il pumping e lo scalettamento, venne individuata una buona correlazione tra la prestazione della pavimentazione e la potenza (o tasso di lavoro), definita nel seguente modo.

$$P = 268.7 \frac{p^2}{hk^{0.73}} \quad (8.11)$$

[8]

Dove:

- P , è il tasso di lavoro o potenza;
- p , è la pressione all'interfaccia lastra – fondazione;
- h , è lo spessore della lastra;
- k , è il modulo di reazione dell'insieme fondazione – sottofondo.

La funzione di trasferimento nella quale inserire il tasso di lavoro e calcolare il numero di ripetizioni ammissibili è la seguente:

$$\log N = 14.524 - 6.777(C_1 P - 9.0)^{0.103} \quad (8.12)$$

[8],[2]

dove

- C_1 è una costante dipendente dal tipo di fondazione (1 nel caso di fondazione non legata e 0.9 in caso contrario).

La guida australiana assume una funzione di trasferimento leggermente diversa e dipendente dal fattore di erosione, valutato con la formulazione (7.27).

$$\log(F_2 N_e) = 14.524 - 6.777 \left[\max \left(0, \left(\frac{PL_{SF}}{4.45F_4} \right)^2 \cdot \frac{10^{F_3}}{41.35} - 9.0 \right) \right]^{0.103} \quad (8.13)$$

[7]

Nella quale:

- F_2 , è il fattore di aggiustamento che tiene conto della posizione del carico: è pari a 0.06 in assenza di banchine in calcestruzzo perché assume che soltanto il 6% dei mezzi pesanti transitino esattamente sullo spigolo; mentre è pari a 0.94 (94% dei mezzi pesanti) in presenza di banchine in calcestruzzo;
- F_3 , è il fattore di erosione valutato con (7.27);
- F_4 , è un fattore correttivo dipendente dal gruppo [7] (9 per SAST, 18 per SADT, 18 per TAST, 36 per TADT, 54 per TRDT e 54 per QADT).

9 Validazione strutturale

9.1 Validazione del comportamento a fatica per PCA e Austroads

Noto il numero di ripetizioni ammissibili per le diverse combinazioni asse-gruppo, si determina per ognuna il valore di danno.

$$D_{f_{ij}} = \frac{n_{ij}}{N_{ij}} \quad (9.1)$$

Poiché la resistenza a fatica non consumata dalle ripetizioni di carico risulta disponibile per ripetizioni di altri carichi (ipotesi di Miner), è possibile sommare i danni dei diversi assi.

$$D_f = \sum_j \sum_i \frac{n_{ij}}{N_{ij}} < 1 \quad (9.2)$$

Dove:

- n_{ij} , è il numero di ripetizioni dell'asse i-esimo appartenente al gruppo di carico j-esimo;
- N_{ij} , è il numero di ripetizioni ammissibili dell'asse i-esimo appartenente al gruppo j-esimo;

La verifica a fatica risulta quindi soddisfatta se è verificata la precedente disequazione.

9.2 Erosione in PCA e Austroads

In maniera del tutto analoga a quanto effettuato per la fatica, la verifica è soddisfatta se vale la seguente relazione:

$$D_e = \sum_j \sum_i C \frac{n_{ij}}{N_{ij}} < 1 \quad (9.3)$$

In cui:

- n_{ij} , è il numero di ripetizioni dell'asse i-esimo appartenente al gruppo di carico j-esimo;
- N_{ij} , è il numero di ripetizioni ammissibili dell'asse i – esimo appartenente al gruppo j-esimo

- C , è il fattore di correzione che tiene conto della posizione del carico e dipende dalla presenza di banchina (0.94) o meno (0.06). Qualora la validazione venga fatta con PCA, viene inglobata negli abachi di progetto. In Austroads viene recepito dal fattore F_2 della funzione di trasferimento.

9.3 Validazione strutturale per LCPC-SETRA

La validazione strutturale della soluzione ipotizzata si basa sulla verifica che le massime tensioni di trazione, indotte dall'asse di riferimento e valutate all'intradosso degli strati di lastra e fondazione, siano minori rispetto ai corrispondenti valori ammissibili derivanti dalla legge di fatica, per un numero di cicli pari al NE e assumendo un fissato valore di affidabilità.

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

Qualora in uno solo dei due strati non dovesse essere verificata tale disuguaglianza allora sarà opportuno intervenire modificando in prima battuta l'ipotesi stratigrafica.

La soluzione validata alle tensioni ammissibili deve essere poi verificata nei riguardi del gelo ed in particolare richiede il confronto tra due indici:

- L'indice di riferimento IR, basato sull'inverno più rigido e dal quale si vuole proteggere la pavimentazione (valori tabellati);
- L'indice ammissibile IA, dipendente dal sensibilità al gelo del sottofondo e dalla protezione termica e il ruolo strutturale della pavimentazione.

Se IA è superiore a IR la verifica è soddisfatta e la struttura è verificata anche nei confronti del gelo. In caso contrario, occorrerà aumentare lo spessore dei materiali non sensibili al gelo del sottofondo o diminuire la loro sensibilità con trattamenti appropriati. È possibile anche adottare spessori di una classe di traffico superiore o di una classe di portanza inferiore. In genere la verifica su pavimentazioni rigide è poco rilevante [12] e pertanto viene omessa.

10 Analisi di sensitività

L'implementazione in Excel consente di effettuare agili analisi di sensitività sia inter-metodo sia intra-metodo. A questo proposito si presentano una serie di risultati volti ad evidenziare similitudini e differenze dei diversi approcci.

Il primo risultato derivante dagli applicativi di calcolo è fornire un riscontro sull'incidenza della portanza sullo spessore minimo della lastra. I dati comuni sono i seguenti:

- Pavimentazione JPCP senza barre di compartecipazione né banchine;
- Traffico di progetto: $1.09 \cdot 10^7$ mezzi pesanti;
- Fattore di sicurezza sui carichi: 1.20 sia per Austroads che per PCA;
- Distribuzione dei carichi: è stata adottata sia per Austroads che per PCA la tabella riportata in 3.5.3 e in [8] in modo da avere lo stesso numero di ripetizioni attese al variare del traffico di progetto, dal momento che i gruppi di asse singolo e tandem di PCA, corrispondono rispettivamente alle configurazioni SADT e TADT di Austroads.

L'obiettivo è mostrare in uno stesso grafico, che riporta lo spessore minimo in funzione della portanza di sottofondo e fondazione, l'andamento delle differenti soluzioni. Nel caso statunitense e australiano ciò si realizza in maniera agevole mediante l'impiego di strumenti di ottimizzazione del foglio di calcolo; per il metodo francese invece la soluzione viene calcolata per tentativi, variando il modulo elastico del sottofondo ed individuando lo spessore che ottimizza la lastra nei riguardi della fatica.

Il metodo australiano, in virtù del traffico considerato, prescrive l'adozione di una fondazione in calcestruzzo magro di almeno 150 mm e quindi, nell'auspicio di plottare l'andamento dello spessore minimo della lastra in funzione del modulo di reazione, si considera come variabile indipendente il valore dell'indice CBR effettivo. Questo parametro per la fondazione assunta ha campo di variazione compreso tra 25% e 75%, come mostrato da abaco (cfr. 5.2.2). Nell'analisi di ottimizzazione viene impiegata la "Tabella dati" assegnando come input riga lo spessore della lastra e sulla colonna il valore di CBR in esame. Più specificatamente, per riuscire a determinare lo spessore minimo di progetto con buona precisione, sono stati adottati i seguenti parametri associati ai vettori "CBR" e "Spessore della lastra" che rispettivamente definiscono le righe e le colonne della matrice contenente le diverse percentuali di danneggiamento, sia per fatica che per erosione (Tabella 33).

Tabella 32 Parametri degli array definenti la tabella dati per il calcolo delle percentuali di danno secondo Austroads

Mesh indice CBR	5	Mesh spessore (in.)	0.01
Valore minimo	25	Valore minimo (in.)	6
Valore massimo	75	Valore massimo (in.)	13
Nodi	11	Nodi	701

Le dimensioni dell'array "Spessore della lastra" sono elevate in quanto, valutando le percentuali di danno su spessori che differiscono anche solo di 0.01 in, è possibile individuare la posizione più precisa, all'interno della matrice risultante dalla Tabella dati, corrispondente allo spessore che ottimizza il danno per fatica o erosione, per un prefissato valore di CBR definito dalla corrispondente riga.

	698.62	Array spessore della lastra (in.)									
		6	6.01	6.02	6.03	6.04	6.05	6.06	6.07	6.08	6.09
Array CBR di progetto (%)	25	1219391	1208814	1194062	1185621	1104173	1093017	1086404	1027897	1019555	1011883
	30	1018715	1011101	969146	962788	930665	610076	583195	578689	556959	551997
	35	574837	553485	535516	531249	516250	503235	394173	383081	372687	363478
	40	381491	371244	362126	353987	294081	287087	280740	274932	269393	233009
	45	274592	269305	230046	225597	221296	194558	191019	186146	168050	163874
	50	186221	168238	164035	160151	145378	142186	130512	127765	117496	115172
	55	128026	118475	116069	107492	104926	97824	91582	86146	84269	79242
	60	90345	84939	80161	75608	71493	69855	66299	63044	58396	55678
	65	63760	60743	57810	55127	52659	49214	47200	44396	42539	40224
	70	45940	43959	41491	39838	37707	35784	33975	32330	30781	29398
	75	33782	32146	30606	28860	27551	26080	24988	23729	22579	21508

Figura 45 Cattura a schermo dell'applicazione con le percentuali di danneggiamento per fatica

Realizzando due tabelle dati, sia per la percentuale di danneggiamento a fatica che per quella ad erosione, è possibile estrarre il minimo spessore di progetto per ogni componente del vettore "CBR di progetto". Si riportano i plot così ottenuti (Figura 46). Di interesse è la curva di involuppo tra le due, ovvero quella che per ogni valore di CBR effettivo o - come si vedrà nel seguito - del modulo di reazione, associa il massimo tra gli spessori minimi richiesti per ottimizzare i due danni.

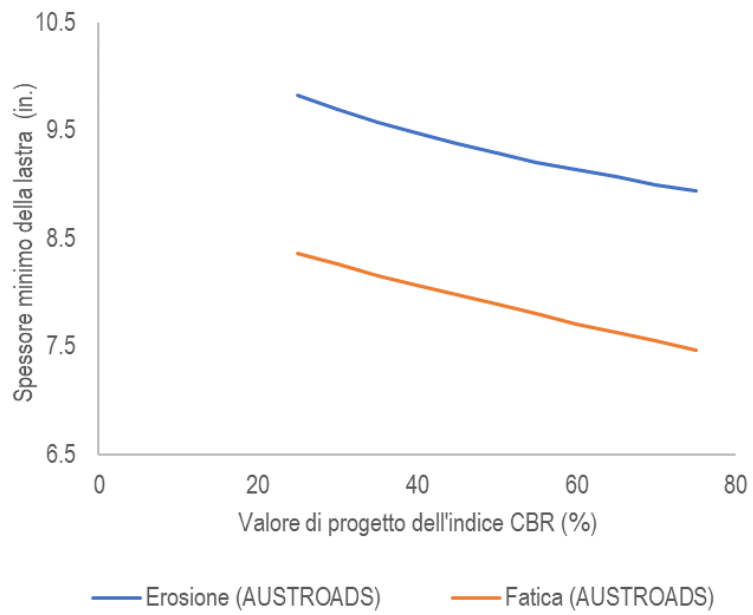


Figura 46 Curve di ottimizzazione del danno (metodo australiano)

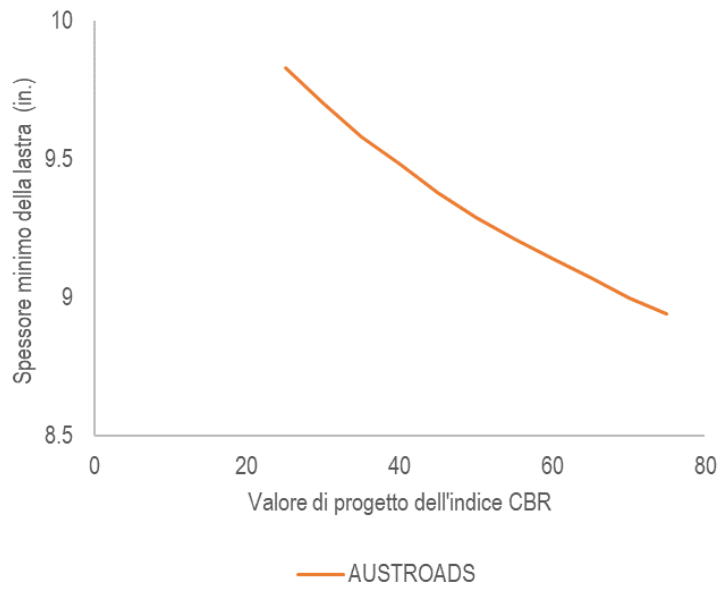


Figura 47 Curva di involuppo

I valori dell'indice CBR vengono convertiti nei corrispondenti moduli di reazione K impiegando la correlazione di Sargious [13], in modo da poter sovrapporre le curve di involucro sia ricavate secondo il dimensionamento australiano che con quello statunitense. Per quanto concerne quest'ultimo, l'intervallo di variazione del modulo di reazione di progetto, assumendo l'impiego di una fondazione da 150 mm legata, varia tra 62.3 MPa/m (230 pci) e 173.4 MPa/m (640 pci) e pertanto il corrispondente vettore ha i seguenti parametri (Tabella 34).

Tabella 33 Parametri degli array modulo di progetto K e spessore della lastra per il calcolo delle percentuali di danno con PCA

Mesh del modulo di reazione (pci)	100	Mesh dello spessore (in.)	0.01
Valore minimo (pci)	100	Valore minimo (in.)	6
Valore massimo (pci)	900	Valore massimo (in.)	13
Nodi	9	Nodi	701

Effettuando la ricerca degli spessori minimi per entrambi i dissesti, si ricavano le curve di ottimizzazione, già limitate all'intervallo di interesse. Si osserva che la curva di involucro per il problema in esame è associata al dissesto di erosione per entrambi i metodi di progetto. Inoltre, sebbene definite su variabili indipendenti diverse, le due funzioni hanno andamento e codominio praticamente identico. Questo porta a confermare l'ipotesi secondo la quale, assumendo dati di ingresso identici, è improbabile individuare variazioni significative tra i due metodi in esame.

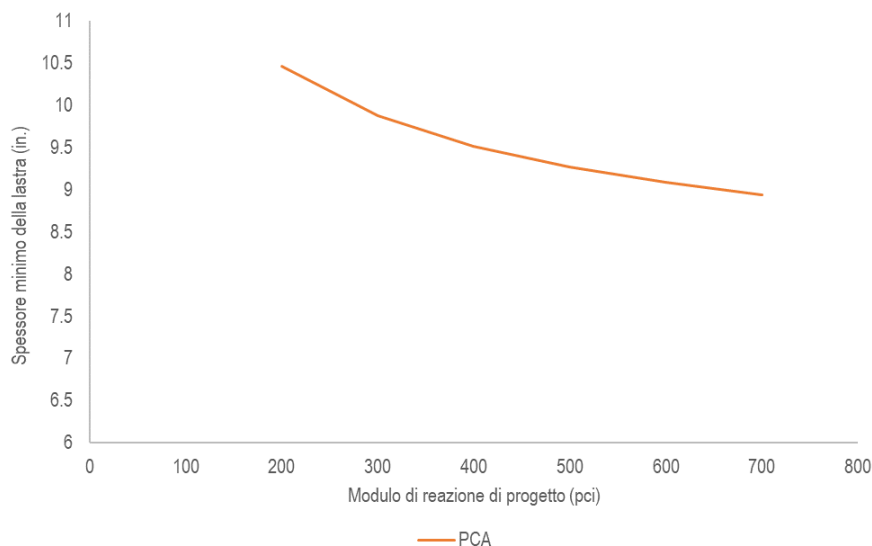


Figura 48 Curva di involucro (PCA)

Convertendo i valori di CBR in modulo di reazione di progetto, è possibile sovrapporre le due curve di involucro (Figura 49). Si riportano di seguito i risultati ottenuti dall'ottimizzazione in Excel.

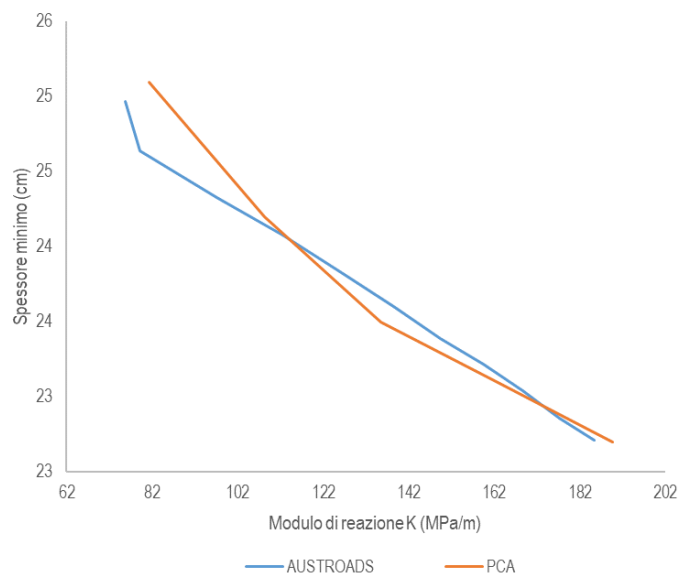


Figura 49 Sovrapposizione delle curve di involucro (unità SI)

Tabella 34 Risultati ottenuti dall'implementazione con gli applicativi

PCA				AUSTROADS			
K (pci)	D (in.)	K (MPa/m)	D(cm)	K (pci)	D (in.)	K (MPa/m)	D(cm)
100	11.8	27	30.0	279	9.8	76	25.0
200	10.5	54	26.6	292	9.7	79	24.6
300	9.9	81	25.1	358	9.6	97	24.3
400	9.5	108	24.2	415	9.5	112	24.1
500	9.3	136	23.5	465	9.4	126	23.8
600	9.1	163	23.1	510	9.3	138	23.6
700	9.0	190	22.7	551	9.2	149	23.4
800	8.8	217	22.4	588	9.1	159	23.2
900	8.7	244	22.1	622	9.1	169	23.0
				654	9.0	177	22.9
				683	8.9	185	22.7

Le curve mostrate in Figura 49 differiscono in virtù del fatto che il metodo australiano e quello statunitense non sono identici. Il primo, ad esempio, non fornisce indicazioni specifiche sullo spessore della fondazione ma solo quello minimo, e definisce l'indice CBR effettivo da impiegare nel progetto sulla base dell'abaco fornito dalla guida di riferimento. Il secondo considera uno spessore dello strato di fondazione tale da migliorare la portanza del sottofondo. Oltre a questo aspetto, i due metodi misurano la portanza con due grandezze differenti e dunque per poterle confrontare è necessario l'impiego di correlazioni empiriche aventi per loro stessa natura delle incertezze.

Per il metodo di progetto francese, ipotizzato un valore di modulo elastico del sottofondo, occorre determinare il modulo di reazione dell'insieme sottofondo - fondazione aiutandosi grazie all'impiego delle tabelle fornite dalla guida PCA; quindi, il dominio di definizione è lo stesso del metodo statunitense. Per quanto concerne il traffico, occorrerà moltiplicare il relativo dato fornito per un fattore di aggressività medio assunto pari a 1.3, in relazione al traffico ipotizzato. I parametri meccanici adottati per trovare delle soluzioni compatibili con gli altri due approcci sono riportati in Tabella 36 e si basano sulle prescrizioni del catalogo.

Tabella 35 Parametri meccanici impiegati per il metodo LCPC-SETRA (da tool Excel)

Layer	Materiale	E (MPa)	ν (-)	σ_6 (MPa)	-1/b	SN	Sh (m)	k_c	$1/k_d$	
Lastra	Calcestruzzo BC5	35000	0.25	2.15	0	16	1	0.01	1.5	1.7
Fondazione	Calcestruzzo magro	24000	0.25	1.63	0	15	1	0.03	1.5	1
Sottofondo		Variabile	0.35	-	-	-	-	-	-	-

Non prestandosi all'automatizzazione come nei due casi precedenti, si ricercano i punti descritti dalle coordinate (valore di K associato all'insieme di sottofondo - fondazione, minimo spessore della lastra) rappresentativi della soluzione strutturale e compatibili con le ipotesi in esame. In Tabella 37 vengono riportati i valori numerici in unità sia del Sistema Internazionale sia Imperiali Britanniche.

Tabella 36 Valori impiegati per il metodo francese LCPC - SETRA

Modulo elastico (MPa)	Spessore minimo (cm)	k (MPa/m)	Spessore minimo (in.)	k (pci)
60	23.8	141	9.3	522
65	23.5	153	9.2	563
70	23.3	156	9.2	575
80	22.8	182	9.0	672
85	22.6	187	8.9	691

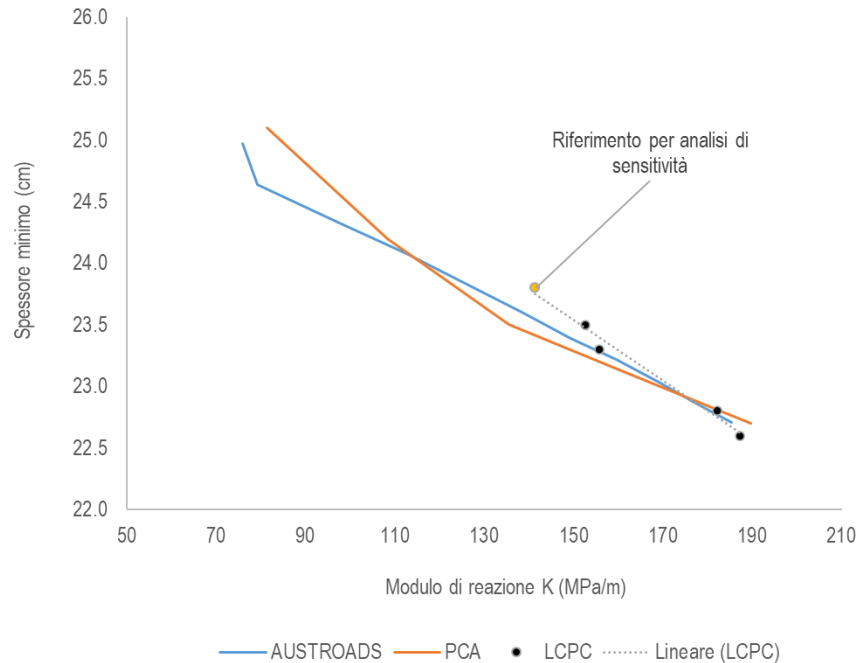


Figura 50 Sovrapposizione dei plot

La sovrapposizione dei plot mostra una buona convergenza con gli altri due metodi nell'intervallo di portanza considerato. Non è stata effettuata la ricerca per valori superiori in quanto corrispondenti a moduli di reazione tipici di portanze medie ed elevate per i quali non è possibile ottenere indicazioni dalle tabelle di PCA. Sebbene la posizione dei punti rappresentativi la soluzione del metodo francese sia stata effettuata impiegando le correlazioni in letteratura (MEPDG, Sargious, ecc.) e le suddette tabelle, è bene rimarcare un certo margine di incertezza legato ad entrambe.

Tornando a Figura 50, l'andamento dei punti rimarcato anche dalla linea di tendenza, suggerisce una leggera sensibilità alle variazioni di modulo elastico per quanto concerne lo spessore minimo della lastra. Proprio per tale ragione, si mostra ora come variano gli spessori minimi all'aumentare rispettivamente di modulo elastico del sottofondo, modulo di reazione e indice CBR effettivo rispetto alle corrispondenti grandezze di riferimento. Partendo dai valori riportati in Tabella 37, si valutano le variazioni percentuali associate ai diversi spessori rispetto al valore iniziale, corrispondente al modulo elastico di 60 MPa. In maniera analoga si effettua lo stesso calcolo per indice CBR effettivo e modulo di reazione, considerando i rispettivi valori corrispondenti all'ascissa del punto immagine "Riferimento di E" della figura ed andando a determinare le altre informazioni con le tabelle dati.

Tabella 37 Analisi di sensitività del modulo elastico in metodo LCPC-SETRA

E (MPa)	Variazione di E rispetto al valore riferimento (%)	Spessore minimo valutato con tool ALVA (cm)	Variazione dello spessore (%)
60*	0%	23.8	0.0%
65	8%	23.5	-1.3%
70	17%	23.3	-2.1%
80	33%	22.8	-4.2%
85	42%	22.6	-5.0%

Tabella 38 Analisi di sensitività della portanza in Austroads

CBR _{eff} (%)	Variazione di CBR rispetto al valore di riferimento (%)	Spessore minimo tool sviluppato su metodo australiano (cm)	Variazione dello spessore (%)
51*	0%	23.5	0.0%
56	8%	23.4	-0.8%
60	17%	23.2	-1.4%
68	33%	22.9	-2.7%
73	42%	22.8	-3.2%

Tabella 39 Analisi di sensitività della portanza in PCA

K (MPa/m)	Variazione di K rispetto al valore di riferimento (%)	Spessore minimo tool sviluppato su metodo PCA (cm)	Variazione dello spessore (%)
141*	0%	23.4	0.0%
153	8%	23.2	-0.9%
165	17%	23.1	-1.6%
189	33%	22.7	-3.0%
200	42%	22.6	-3.7%

Dall'analisi delle tabelle si conferma, sebbene in maniera relativa, l'ipotesi precedentemente formulata a seguito dei plot ottenuti. Il metodo australiano è meno sensibile a variazioni del suo indice di portanza in quanto questa grandezza compare all'interno della (7.5), per la determinazione di tensioni equivalenti e fattori di erosione, come argomento del logaritmo naturale ($\ln E_f$).

Con riferimento agli stessi dati di input, in presenza di barre di compartecipazione, si osserva che la curva di involuppo non è più interamente definita dal solo danneggiamento erosivo, ma per moduli di reazione relativamente bassi è preponderante la fatica (Figura 51).

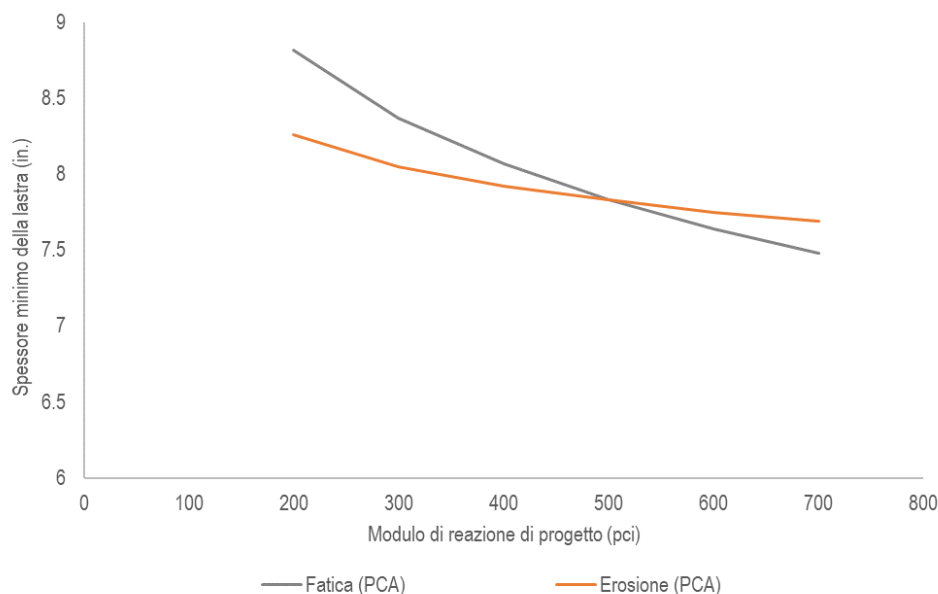


Figura 51 Curve di ottimizzazione ottenute con tool Excel

Eseguendo l'analisi con gli stessi valori del caso presentato, si evince una minore convergenza rispetto a prima, in parte da imputare al fatto che nella specificazione del metodo francese la presenza di dowel viene incorporata all'interno della valutazione della massima tensione di trazione ammissibile (ovvero nel criterio di rottura) e non nel modello strutturale, aspetto che invece emerge in maniera importante con PCA, come mostrato anche dall'analisi di sensitività nel capitolo 7. Si riportano i plot e le tabelle di variazione.

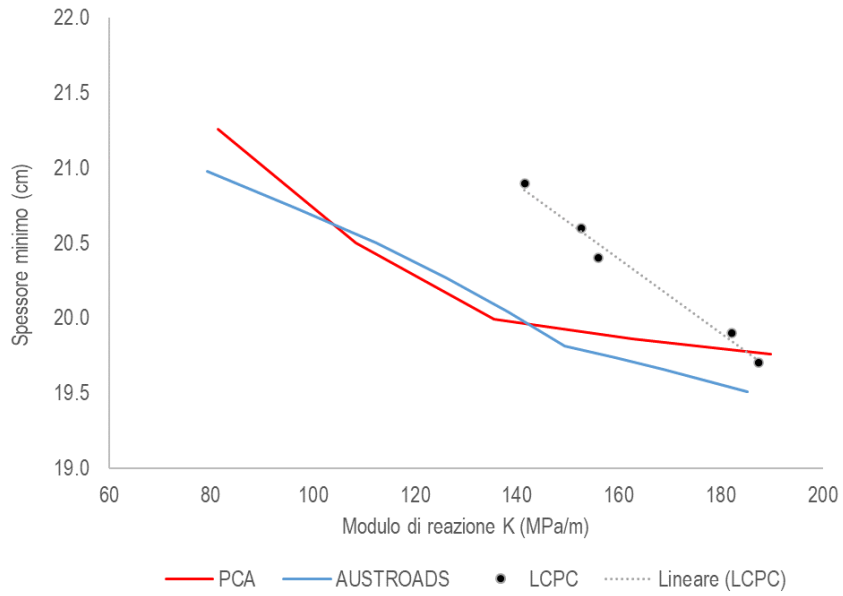


Figura 52 Sovrapposizione dei plot

Tabella 40 Analisi di sensitività del modulo elastico in metodo LCPC-SETRA

E (MPa)	Variazione di E rispetto al valore riferimento (%)	Spessore minimo valutato con tool ALVA (cm)	Variazione dello spessore (%)
60*	0%	20.9	0.0%
65	8%	20.6	-1.4%
70	17%	20.4	-2.4%
80	33%	19.9	-4.8%
85	42%	19.7	-5.7%

Tabella 41 Analisi di sensitività della portanza in Austroads

CBReff(%)	Variazione di CBR rispetto al valore di riferimento (%)	Spessore minimo tool sviluppato su metodo australiano (cm)	Variazione dello spessore (%)
51*	0%	20.0	0.0%
56	8%	19.8	-0.9%
60	17%	19.7	-1.3%
68	33%	19.6	-1.9%
73	42%	19.6	-2.2%

Tabella 42 Analisi di sensitività della portanza in PCA

K (MPa/m)	Variazione del modulo di reazione rispetto al valore di riferimento (%)	Spessore minimo tool sviluppato su metodo PCA (cm)	Variazione dello spessore (%)
141*	0%	19.8	0.0%
153	8%	19.8	-0.4%
165	17%	19.7	-0.8%
189	33%	19.5	-1.5%
200	42%	19.5	-1.9%

Nuovamente emerge la sensibilità alle variazioni di portanza del metodo francese. È interessante inoltre osservare come cambiano degli spessori nell'ambito dello stesso approccio, considerando la presenza e l'assenza delle barre di compartecipazione: LCPC – SETRA ha una variazione percentuale media del 14% rispetto al 17% di PCA e Austroads, nuovamente a conferma dell'assenza di specificazione in merito per il primo. Un ulteriore aspetto sicuramente non trascurabile dell'approccio francese è l'assoluta insensibilità alla presenza di banchine: nella validazione strutturale compaiono sì dei fattori correttivi, ma legati ai giunti trasversali e non a quelli longitudinali. Si riporta il plot realizzato ipotizzando l'assenza di barre di

compartecipazione e la presenza di banchine: le curve di involuppo dei metodi australiano e statunitense sono traslate verso il basso in virtù della collaborazione strutturale offerta dalla presenza di questi elementi. I punti relativi alla soluzione francese, con gli stessi dati del caso precedente, mostrano una sovrastima degli spessori.

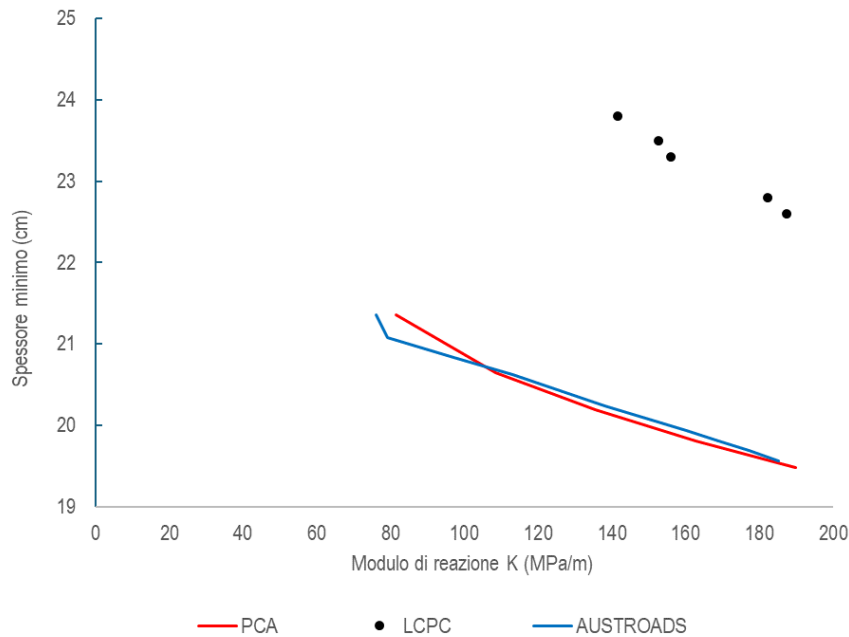


Figura 53 Effetto della presenza di banchina in calcestruzzo

Un secondo risultato derivante dall'impiego dei fogli di calcolo consiste nel valutare l'effetto del traffico di progetto nuovamente sullo spessore minimo della lastra. Per evidenziare l'influenza di tale variabile si parte da una soluzione strutturale riportata sul catalogo francese (Fiche n. 22 BC5/BC2 VRNS) e si assumono i seguenti dati di ingresso:

- Pavimentazione JPCP senza barre di compartecipazione;
- Fattore di aggressività media variabile in funzione del traffico cumulato (si assume 0.8 ai sensi della NF 98-086 trattandosi di strade secondarie);
- Fondazione in calcestruzzo magro da 18 cm;
- Modulo elastico del sottofondo pari a 50 MPa (valore minimo per soddisfare i requisiti a breve termine) corrispondente ad un indice CBR pari a circa 5% (Heukelom e Klomp, MEPDG) e un

modulo di reazione di 147 pci maggiorato a 500 pci per incorporare il contributo migliorativo della fondazione (da tabelle PCA).

I materiali del multistrato sono gli stessi impiegati per le analisi precedenti. Le curve di involucro sono ricavate in maniera analoga a quanto descritto prima. Si segnala che nell'approccio australiano, basato sulla prescrizione della fondazione minima da adottare in funzione del traffico di progetto, fissare l'indice CBR non equivale a fissare il valore di input del modello. Quest'ultimo è infatti, come visto in precedenza, corrispondente all'indice CBR 5% combinato con l'impiego della fondazione minima da 150 mm in calcestruzzo magro, ovvero 75%.

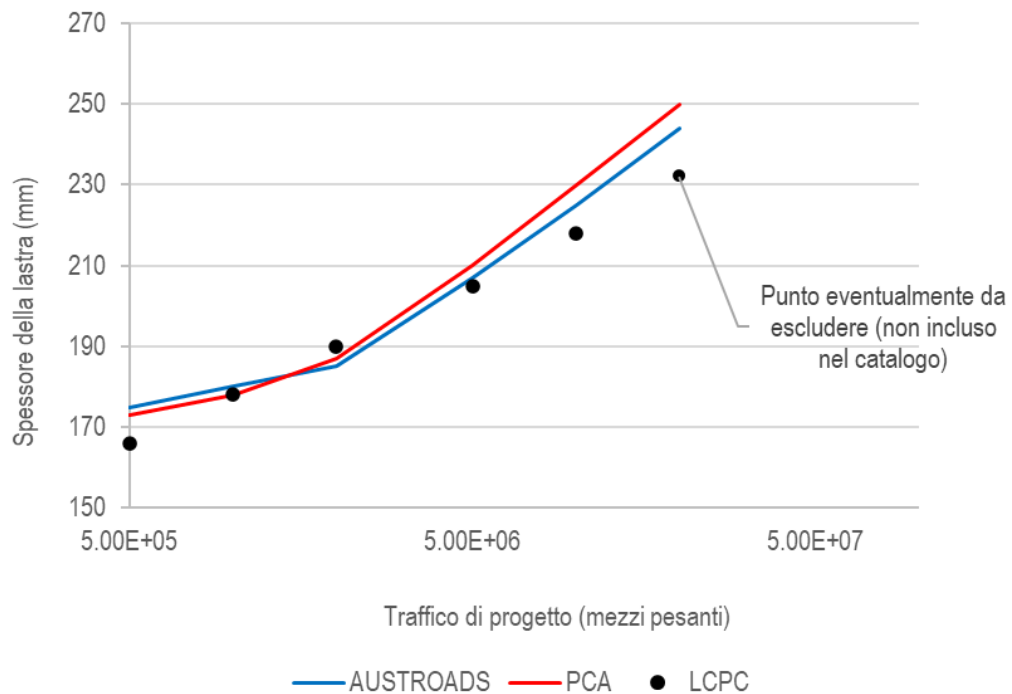


Figura 54 Plot di sovrapposizione delle differenti soluzioni

Le soluzioni dei tre approcci risultano essere convergenti tra loro nel dominio di definizione delle diverse soluzioni del catalogo. Il termine asteriscato fa riferimento ad un valore di traffico non considerato per questa tipologia di soluzione strutturale e pertanto può essere escluso ai fini della valutazione dei risultati riportati in Tabella 3. Questi mostrano che gli approcci australiano e statunitense hanno approssimativamente lo stesso andamento (differenze di pochi millimetri per i differenti valori di traffico) anche al di fuori dell'ambito di applicabilità della soluzione per LCPC-SETRA. Quest'ultima ha un andamento diverso, ma considerando

una tolleranza maggiore compatibile con i margini considerati nell'ingegneria civile, risulta anch'essa una buona soluzione.

Tabella 43 Spessori minimi ricavati con i tool (in mm)

Metodo di progetto	Traffico di progetto (mezzi pesanti)					
	$5 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^7$
Stati Uniti	175	180	185	207	225	244
Australia	173	178	187	210	230	250
Francia	166	178	190	205	218	232*

Tabella 44 Massime differenze assolute tra i risultati ottenuti con i vari metodi

Differenza (mm)	Traffico di progetto (mezzi pesanti)					
	$5 \cdot 10^5$	$1 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^7$
Stati Uniti – Australia	2	2	2	3	5	6
Tutti i metodi	9	2	5	5	12	18*

A partire dai valori di traffico di progetto assunti, si desume che a parità di incremento percentuale di traffico rispetto ad un valore di riferimento, non è possibile determinare quale dei tre metodi sia più o meno sensitivo a variazioni di traffico: in uno scenario a breve termine è sensato ipotizzare sia quello francese in virtù della maggiore accentuazione del coefficiente angolare dell'ipotetica curva di involuppo, tuttavia a lungo termine è quello statunitense.

11 Conclusioni

L'approfondimento dei differenti metodi ha permesso di evidenziare similitudini formali legate all'intrinsecità dell'approccio razionale, ma non consente di preferire a pieno un modello all'altro. Il metodo razionale francese, come più volte detto, non considera il criterio di rottura per erosione in quanto prescrive l'impiego di fondazioni legate. Per i casi indagati nell'analisi di sensitività l'assenza di questo dissesto non altera la bontà del metodo. D'altro canto, l'assenza di banchine all'interno della specificazione della procedura figlia del modello strutturale considerato e della configurazione di carico *center loading*, risultano essere forse gli aspetti più limitativi del metodo. L'azione termica piuttosto che la distinzione tra pavimentazioni con giunti e continue, nella validazione strutturale viene presa in conto attraverso coefficienti applicati alla tensione ammissibile e non insiti all'interno del modello. Si rimarca tuttavia il grande vantaggio derivante dall'impiego del multistrato, non soltanto per la sua flessibilità d'analisi legata alle condizioni di interfaccia, ma anche la disponibilità di tool opensource in continuo aggiornamento. Le similitudini relative a condizioni climatiche, di volumi di traffico e di progettazione geometrica supposte a monte, nella scelta del metodo, confermano la bontà dello stesso.

Il metodo australiano presenta un approccio più pratico e l'aspetto prescrittivo circa l'impiego della fondazione e l'utilizzo di un abaco di progetto per determinare il valore di CBR, sebbene lasci intuire la provenienza teorico sperimentale dello stesso, si rivela vincente. Dal confronto con gli altri due emerge una minore sensibilità alle variazioni di portanza in virtù del parametro di ingresso adottato. Questo metodo è vantaggioso per la moltitudine di gruppi di assi, tenendo anche in conto che nel progetto strutturale delle pavimentazioni rigide l'aspetto preponderante sono i carichi più delle frequenze di carico. L'impiego di correlazioni sperimentali con il modulo di reazione mostra un comportamento compatibile con il metodo statunitense dal quale trae origine. Quest'ultimo è caratterizzato da un interessante background teorico, indagato all'interno di questo documento attraverso l'analisi di sensitività e l'impiego degli elementi finiti. La relativa complessità del metodo e il numero limitato di variabili d'ingresso lo rendono particolarmente robusto e l'implementazione in Excel qui mostrata, piuttosto che l'uso di programmi incorporanti la procedura, consentono di superare forse la più importante limitazione dello stesso legata all'approccio grafico. Rispetto al metodo australiano considera un minore numero di gruppi di assi e, sebbene dal punto di vista implementativo e di gestione dei dati ciò si riveli un vantaggio, nella realtà è meno rappresentativo della reale composizione degli spettri di traffico. Alla luce di queste considerazioni si può ritenere il metodo

statunitense un buon riferimento dal punto di vista teorico, mentre quello australiano un ottimo approccio in termini di praticità, disponibilità di dati, metodi di misurazione della portanza e presa in considerazione dei dissesti di fatica ed erosione. La limitazione relativa all'insensibilità della presenza o meno di banchine, dimensionate in una fase successiva secondo un approccio puramente prescrittivo, nonché il considerare l'impiego di materiali nella pratica soltanto legati nello strato di fondazione, trascurando del tutto il danneggiamento per erosione, sono forse le peculiarità per le quali tra i tre il metodo francese è da ritenere il peggior candidato

Bibliografia e sitografia

1. Santagata, F., *Strade: Teoria e tecnica delle costruzioni stradali*, Volumi 1 e 2, Pearson, 2016
2. Yang H. Huang, *Pavement Analysis and Design - 2nd edition*, Pearson, 2004
3. AASHTO, *Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide: a manual of practice*, Interim Edition, 2008
4. Khazanovich, L., Haoran L., *Development of Simplified Mechanistic-Empirical Design Tool for Pennsylvania Rigid Pavement*, May 2020, IRISE Consortium
5. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), *Service d'Etudes Techniques de Routes et Autoroutes (SETRA), Conception et dimensionnement des structures de chaussée*, LCPC, 1994
6. *Bituminous and continuously reinforced concrete pavements for motorways – An economic comparison*, Walloon Ministry of Infrastructure and Transport, 2006
7. Austroads, *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design*, Austroads Ltd, 2017
8. Packard R.G, *Thickness Design for Concrete Highway and Steets Pavements*, PCA, 1984
9. AFNOR, *Norme Française NF P 98.086, Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves*, AFNOR, 2019
10. LCPC, SETRA, *Catalogues des structures types de chaussées neuves*, LCPC, 1998
11. Lee, Y.H., Carpenter, S.H., *PCAWIN Program for Jointed Concrete Pavement Design*, Tamkang Journal of Science and Engineering, Vol.4, No. 4, pp. 293-300, 2001
12. SETRA, *Catalogue des types de routes en milieu interurbain – circulaire du 9 décembre 1991*, ref. B9241
13. Giattanasio P., Caliendo C., Esposito L., Festa B. , Pellecchia W. , *Portanza dei sottofondi*, Fondazione politecnica per il mezzogiorno d'Italia, 1989
14. Ferrari, P. , *Sul calcolo delle pavimentazioni in calcestruzzo*, Geotecnica pp. 259 - 266
15. Peltier, R., *Le calcul des revêtements rigides pour autoroutes et aérodromes*, Revue générale des routes et aérodromes, 1952
16. Putri, E.E., Kameswara, N.S.V., Mannan, M. A., *Evaluation of modulus of elasticity and modulus of subgrade reaction of soils using CBR test*, Universiti Malaysia Sabah, 2012.

17. Smith, R.B, e Pratt, D.N., A field study of in situ CBR and DCP testing for road subgrade investigations, 1983, Australian Road Research
18. AFNOR, NF P 94-117-1, Portance des plates-formes : module sous chargement statique à la plaque, Avril 2000
19. LCPC, SETRA, French design manual for pavement structures, LCPC, 1997
20. Austroads, AGPT/T600 Flexural Beam Test Methods for Cemented Materials, Austroads Ltd, 2018
21. Austroads, Technical report: Prediction of Flexural Strength and Breaking Strain of Cemented Materials, Austroads Ltd, 2013
22. Belluzzi, O., Scienza delle costruzioni – vol. 3, Zanichelli, 2009
23. Papagiannakis, A.T., Masad, E.A., *Pavement design and materials*, 2008 John Wiley Sons.
24. Lancellotta, R., Geotecnica – Quarta edizione, Zanichelli, 2012
25. ASTM, Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys, D 6433-07
26. ALVA: <https://github.com/asmuskar/ALVA?tab=readme-ov-file>, (ultima consultazione: 23 giugno 2024)
27. PCAcalculo: https://www.researchgate.net/profile/Armando-Orobio/publication/282217718_PCAcalculo_Software_Libre_para_Diseno_de_Pavimentos_de_Concreto/links/5afb029c458515c00b6cb73a/PCAcalculo-Software-Libre-para-Disen-de-Pavimentos-de-Concreto.pdf, (ultima consultazione: 25 giugno 2024)
28. <https://pavementinteractive.org/reference-desk/pavement-management/pavement-distresses/pumping/> , (ultima consultazione: il 11 luglio 2024)

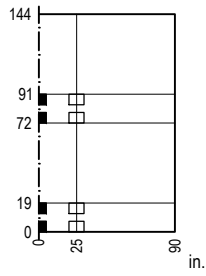
Allegati

Si allegano al presente documento:

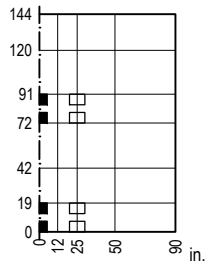
1. Mesh impiegate per analisi di in KENPAVE
2. Script function FRM

FATICA

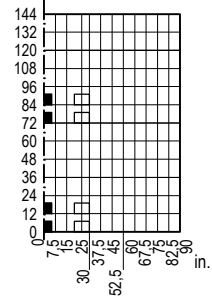
MESH BASSA



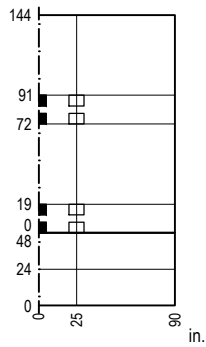
MESH MEDIA



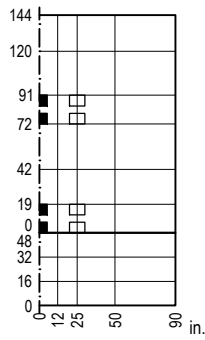
MESH ALTA



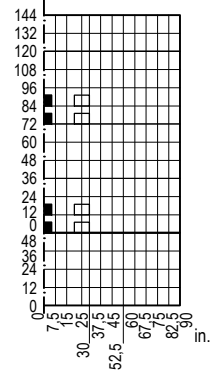
MESH BASSA
banchina da 1,20 m (48 in.)



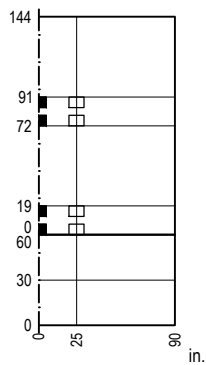
MESH MEDIA
banchina da 1,20 m (48 in.)



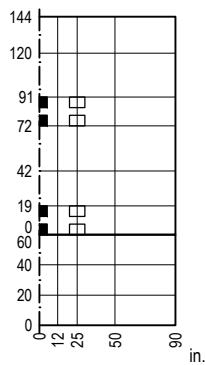
MESH ALTA
banchina da 1,20 m (48 in.)



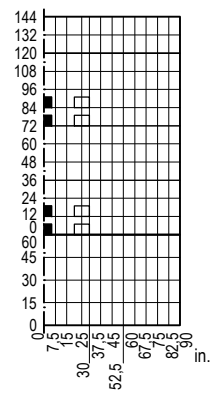
MESH BASSA
banchina da 1,50 m (60 in.)



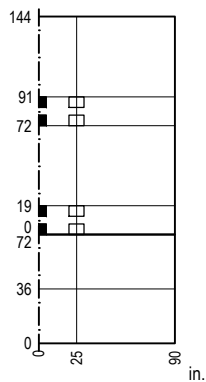
MESH MEDIA
banchina da 1,50 m (60 in.)



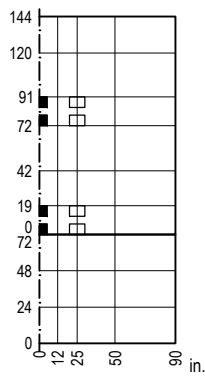
MESH ALTA
banchina da 1,50 m (60 in.)



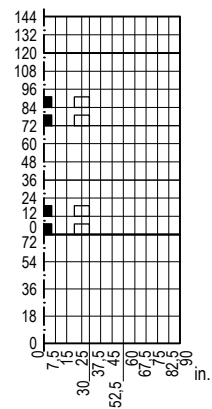
MESH BASSA
banchina da 1,80 m (72 in.)



MESH MEDIA
banchina da 1,80 m (72 in.)



MESH ALTA
banchina da 1,80 m (72 in.)



Script function FRM

```
% Function FRM for interoperability between Excel tool "Méthode de
% dimensionnement rationnelle" and MATLAB

function thick_stress=FRM(InputData)
% -----
% Select response analysis type
% -----
alva.analysis = 'Full';
% 1) 'Full' : Conventional full integration (no approximations) applied
%           for evaluation of displacements and stresses
% 2) 'PolFit': Use polynomial fit technique to reduce integral length
%           according to Andersen et al. (2018) for evaluation of
%           surface displacements

% -----
% Select interface
% -----
alva.bond = 'Slip';
% 1) 'Bonded'      : Full bonding between layers
% 2) 'Slip'        : Interface bonding factor
% 3) 'Frictionless': No bonding between layers

% -----
% Numerical parameters (default)
% -----
alva.N = 300; % Number of Bessel zero points in numerical integration
alva.n = 30;  % Number of Gauss points points between zero points.

% -----
% Pavement material properties (minimum two layers required)
% -----
alva.zi = InputData(1:2,1)*10;
% Depth of first n-1 layers from the surface
% [mm]: last z = inf, and should not be added.
% NB: zi(i) > zi(i-1) > z(i-2) ...
alva.E = InputData(1:3,2)'; % Layer Young's moduli [MPa]
alva.nu = InputData(1:3,3)'; % Layer Poisson's ratio [-]
alva.kh = [0 1e9]; % Interface bonding/horizontal spring [MPa/mm]

% -----
% Load configuration
% -----
alva.q = InputData(1:2,7)*10^-3; % Load pressure [MPa] (uniform vertical pressure)
alva.a = InputData(1:2,8)*10; % Load radii [mm] (circular load)
alva.Xl = InputData(1:2,9:10)*10; % Load positions [mm]: [x1 y1; x2 y2;..xi yi];

% -----
% Location of evaluation points: [x1 y1 z1; x2 y2 z2;..] in [mm]
% 2 Evaluation points
% -----
alva.Xd =InputData(1:4,4:6)*10;
% -----
% Initialize system and get response (default)
```

```
% -----  
alva = init_LET(alva);  
  
% Displacements  
ux    = alva.ux;  
uy    = alva.uy;    % [mm]  
uz    = alva.uz;    % [mm]  
  
% Stresses  
sigx  = alva.sigx;  % [MPa]  
sigy  = alva.sigy;  % [MPa]  
sigz  = alva.sigz;  % [MPa]  
sigxy = alva.sigxy; % [MPa]  
sigyz = alva.sigy;  % [MPa]  
sigxz = alva.sigxz; % [MPa]  
  
% Strains  
epsx  = alva.epsx.*1e6; % [micro strain]  
epsy  = alva.epsy.*1e6; % [micro strain]  
epsz  = alva.epsz.*1e6; % [micro strain]  
epsxy = alva.epsxy.*1e6; % [micro strain]  
epsyz = alva.epsyz.*1e6; % [micro strain]  
epsxz = alva.epsxz.*1e6; % [micro strain]  
  
%Determination of maximum stresses  
stress=max(abs(sigx),abs(sigy));  
  
%Recording of the last configuration  
thickness=[InputData(1,1);InputData(2,1)-InputData(1,1)];  
  
%Array thick_stress  
thick_stress=[stress; thickness];  
end
```