

POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Civile

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Pavimentazioni urbane in calcestruzzo poroso

Dimensionamento strutturale e capacità drenante



Relatore

Prof. Giuseppe Chiappinelli

Candidato

Giuseppe Masciandaro

Aprile 2019

*Alla mia famiglia,
le mie radici ed il mio cuore*

SOMMARIO

INDICE DELLE FIGURE	IV
INDICE DELLE TABELLE	VIII
1 Introduzione	1
1.1 Caratteristiche del calcestruzzo poroso	4
1.2 Vantaggi del calcestruzzo poroso	4
1.2.1 Benefici ambientali	6
1.2.2 Benefici economici	8
1.2.3 Benefici funzionali	9
2 Materiali costituenti il calcestruzzo poroso	10
2.1 Elementi costituenti il calcestruzzo poroso	10
2.1.1 Aggregati	10
2.1.2 Legante idraulico	12
2.1.3 Acqua	13
2.1.4 Additivi	13
2.1.5 Miscela tipo	15
2.2 Proprietà del calcestruzzo poroso	16
2.2.1 Densità e porosità	16
2.2.2 Permeabilità	17
2.2.3 Resistenza a compressione	22
2.2.4 Ritiro	23
2.2.5 Durabilità	24
2.3 Fase costruttiva di una pavimentazione rigida porosa	27
2.3.1 Principi generali di costruzione	28
2.3.2 Preparazione dello strato di base e fondazione	29
2.3.3 Trasporto del calcestruzzo	29
2.3.4 Posa del calcestruzzo	30
2.3.5 Stesa del calcestruzzo	32
2.3.6 Compattazione del calcestruzzo	33
2.3.7 Giunti	35
2.3.8 Fase di maturazione	36
2.3.9 Protezione durante la maturazione	37
2.4 Problematiche del calcestruzzo poroso	39

2.4.1	Intasamento	41
2.4.2	Manutenzione ordinaria	43
2.4.3	Riparazioni	44
2.5	Possibili applicazioni del calcestruzzo poroso	47
2.5.1	Parcheggi	49
2.5.2	Strade urbane	50
2.6	Esempio di valutazione costi/benefici	51
2.7	Dissesti di una pavimentazione rigida in esercizio	59
2.7.1	Fessurazioni	60
2.7.2	Difetti dei giunti	61
2.7.3	Difetti superficiali	62
2.7.4	Difetti eterogenei	63
3	Dimensionamento strutturale di una pavimentazione rigida drenante	67
3.1	Tipologie di pavimentazioni rigide	68
3.1.1	Caratteristiche del sottofondo	71
3.1.2	Capacità portante del sottofondo	72
3.1.3	Proprietà dello strato di fondazione	73
3.2	Valutazione del traffico veicolare tipo agente sulla pavimentazione	74
3.2.1	Stima del numero di assi standard (ESAL)	79
3.3	Aspetti climatici agenti sulla pavimentazione	86
3.4	Proprietà meccaniche del calcestruzzo poroso	88
3.5	Dimensioni tipo della lastra in progetto	89
3.6	Modelli per la verifica a rottura della lastra: carico veicolare	91
3.7	Modelli per la verifica a rottura della lastra: curling e attrito	95
3.8	Modelli per la valutazione della resistenza a fatica della pavimentazione	99
3.8.1	Metodo PCA	101
3.8.2	Metodo AASHTO	104
3.9	Modelli per la valutazione della resistenza della lastra in esercizio	108
3.10	Analisi dei risultati e grafici di pre-dimensionamento	111
3.10.1	Valutazione dello stato tensionale per carico veicolare	113
3.10.2	Valutazione dello stato tensionale per gradiente termico	116
3.10.3	Valutazione del numero di passaggi ammissibili dell'asse standard	120
3.10.4	Valutazione del Pumping Index	124

3.10.5	Valutazione dello scalettamento del giunto (Faulting)	127
4	Capacità drenante delle pavimentazioni rigide porose	130
4.1	Determinazione del flusso idrico di progetto	130
4.1.1	Capacità drenante della fondazione	132
4.1.2	Collettori di raccolta dell'acqua	134
4.2	Modello di calcolo della capacità drenante delle pavimentazioni per parcheggi	138
4.3	Modelli di calcolo della capacità drenante delle pavimentazioni per le strade	142
4.4	Esempi e Analisi dei risultati ottenuti	144
4.4.1	Verifica idrologica di un Parcheggio	144
4.4.2	Verifica idrologica di una Strada	147
5	Caso studio di dimensionamento di una pavimentazione rigida porosa	149
6	Conclusioni	169
7	Corrispondenza tra normative di riferimento	171
8	Appendice	172
9	Bibliografia	175
	Ringraziamenti	

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 - Ciclo dell'acqua all'interno del sistema pavimentazione-sottosuolo	7
Figura 2 - Fuso granulometrico degli aggregati ASTM No. 8 e No. 89 (da ASTM D448)	11
Figura 3 - Relazione tra permeabilità e porosità	18
Figura 4 - Relazione tra permeabilità e rapporto a/c	18
Figura 5 - Relazione tra permeabilità e resistenza alla compressione	19
Figura 6 - Relazione tra permeabilità ed energia di compattazione	20
Figura 7 - Permeometro a carico variabile	20
Figura 8 - Tortuosità all'interno del suolo	21
Figura 9 - Relazione tra resistenza alla compressione e porosità	22
Figura 10 - Relazione tra resistenza a trazione e porosità	23
Figura 11 - Stesa del materiale	28
Figura 12 - Posa del materiale all'interno delle casseforme	30
Figura 13 - Scarico diretto dalla betoniera	31
Figura 14 - Scarico attraverso nastro trasportatore	32
Figura 15 - Stesa del materiale mediante apposita strumentazione	32
Figura 16 - Compattazione del materiale	34
Figura 17 - Realizzazione del giunto	35
Figura 18 - Maturazione del materiale	36
Figura 19 - Esempi e conseguenze dell'intasamento della pavimentazione	41
Figura 20 - Macchinario per l'aspirazione a vuoto	45
Figura 21 - Sezione trasversale della pavimentazione	48
Figura 22 - Sezione trasversale di un parcheggio	49
Figura 23 - Sezione trasversale di una pista ciclabile	51
Figura 24 - Relazione tra costi iniziali e AADT per le diverse alternative di scelta	52
Figura 25 - Rappresentazione LCCA	52
Figura 26 - Decadimento delle prestazioni della pavimentazione nel tempo	53
Figura 27 - Diagramma di flusso	54
Figura 28 - Fessurazioni d'angolo	60
Figura 29 - Fessurazioni a "D"	60
Figura 30 - Fessurazioni longitudinali	60
Figura 31 - Fessurazioni trasversali	61
Figura 32 - Ostruzione del giunto	61

Figura 33 - Scheggiatura del giunto	61
Figura 34 - Fessurazione a "pelle di cocodrillo"	62
Figura 35 - Disgregazione	62
Figura 36 - Aggregato lucido	62
Figura 37 - Popout	63
Figura 38 - Blow-up	63
Figura 39 - Faglia	64
Figura 40 - Caduta della corsia rispetto alla banchina	64
Figura 41 - Distacco della corsia rispetto alla banchina	64
Figura 42 - Rattoppo	65
Figura 43 - Water bleeding	65
Figura 44 - Tipologie di pavimentazioni rigide	69
Figura 45 - Schema di calcolo del parametro ESWL	75
Figura 46 - Asse standard singolo con ruote gemellate	80
Figura 47 - Ripartizione della temperatura in una lastra in presenza di gradiente termico	86
Figura 48 - Andamento della temperatura nella lastra in calcestruzzo	87
Figura 49 - Deformazioni delle lastre dovute a variazioni giornaliere di temperatura	87
Figura 50 - Dimensioni tipiche della piattaforma stradale, Cat. F	89
Figura 51 - Nomogramma di Bradbury per lastre di dimensione finita	96
Figura 52 - Condizioni proposte da Eisenmann per il calcolo tensionale	98
Figura 53 - Nomogramma per il calcolo di Nf per la verifica a fatica	102
Figura 54 - Tabella per il calcolo dell' EF proposta dal PCA	103
Figura 55 - Nomogramma per il calcolo di Nf per la verifica all'erosione del sottofondo	103
Figura 56 - Modifica modulo di reazione k attraverso LS	106
Figura 57 - Grafici di progettazione (AASHTO)	107
Figura 58 - Stato tensionale per $f_{ck}=15$ MPa	113
Figura 59 - Stato tensionale per $f_{ck}=20$ MPa	114
Figura 60 - Stato tensionale per $f_{ck}=25$ MPa	114
Figura 61 - Esempio di utilizzo (Carico veicolare)	115
Figura 62 - Stato tensionale in lastra 6.5m x 9m ($f_{ck}=15$ MPa)	116
Figura 63 - Stato tensionale in lastra 6.5m x 9m ($f_{ck}=20$ MPa)	117
Figura 64 - Stato tensionale in lastra 6.5m x 9m ($f_{ck}=25$ MPa)	117
Figura 65 - Stato tensionale in lastra 3.25m x 4.5m ($f_{ck}=15$ MPa)	118

Figura 66 - Stato tensionale in lastra 3.25m x 4.5m (fck=20MPa)	118
Figura 67 - Stato tensionale in lastra 3.25m x 4.5 m (fck=25 MPa)	119
Figura 68 - Esempio di utilizzo (Gradiente termico)	120
Figura 69 - Numero di passaggi ammissibili (fck=15 MPa)	121
Figura 70 - Numero di passaggi ammissibili (fck=20 MPa)	121
Figura 71 - Numero di passaggi ammissibili (fck=25 MPa)	122
Figura 72 - Esempio di utilizzo (Fatica)	123
Figura 73 - Variazione PI per P=500 mm	124
Figura 74 - Variazione per P=1000 mm	125
Figura 75 - Variazione PI per P=2000 mm	125
Figura 76 - Esempio di utilizzo (Pumping)	126
Figura 77 - Variazione del Faulting (caso peggiore)	127
Figura 78 - Variazione del Faulting (Caso migliore)	128
Figura 79 - Esempio di utilizzo (Faulting)	129
Figura 80 - Rappresentazione strato drenante	132
Figura 81 - Relazione drenaggio-tempo nello strato saturo (Huang)	133
Figura 82 - Relazione tempo-Sf	134
Figura 83 - Posizionamento dei collettori (Trincee superficiali)	135
Figura 84 - Posizionamento collettori (Trincee profonde)	136
Figura 85 - Relazione tra deflusso superficiale e precipitazione	139
Figura 86 - Rappresentazione piattaforma stradale	147
Figura 87 - Relazioni tra le proprietà del suolo (Huang)	150
Figura 88 - Relazione im-d	152
Figura 89 - Costruzione CPP	153
Figura 90 - Calcolo k del sottofondo (Huang)	154
Figura 91 - Relazione Kterreno-spessore fondazione	154
Figura 92 - Calcolo primo valore di spessore della lastra	155
Figura 93 - Tensione indotta dal carico veicolare (1)	157
Figura 94 - Tensione indotta dai gradienti termici (1)	158
Figura 95 - Tensione indotta dai gradienti termici (1)	158
Figura 96 - Tensione indotta dal carico veicolare (2)	160
Figura 97 - Tensione indotta dai gradienti termici (2)	161
Figura 98 - Tensione indotta dai gradienti termici (2)	161

Figura 99 - Tensione indotta dal carico veicolare (3)	163
Figura 100 - Tensione indotta dai gradienti termici (3)	164
Figura 101 - Tensione indotta dai gradienti termici (3)	164
Figura 102 - Calcolo n° passaggi ammissibili	166
Figura 103 - Diagramma di flusso per la progettazione integrata	168

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 - Rimozione sostanze inquinanti (US EPA 1999)	7
Tabella 2 - Tipici intervalli delle proporzioni tra materiali nel calcestruzzo poroso	15
Tabella 3 - Programmazione della manutenzione	43
Tabella 4 - Dimensioni tipiche degli strati	48
Tabella 5 - Informazioni alternative di progetto	55
Tabella 6 - Costi totali delle alternative di progetto	56
Tabella 7 - Informazioni sui dissesti	66
Tabella 8 - Classificazione della tipologia di strada secondo il D.Lgs. 9/2002	77
Tabella 9 - Classificazione della tipologia di strada proposta dal CNR	77
Tabella 10 - Spettro del traffico di progetto	78
Tabella 11 - Numero passaggi veicoli commerciali (Catalogo CNR)	79
Tabella 12 - Calcolo EALF	82
Tabella 13 - TFj per asse considerato	83
Tabella 14 - Dati ESAL	85
Tabella 15 - Tensioni per attrito	99
Tabella 16 - Calcolo deviazione normale	104
Tabella 17 - Calcolo coefficiente di drenaggio	105
Tabella 18 - Calcolo coefficiente di trasferimento del carico	105
Tabella 19 - Valori di permeabilità del suolo (PCA)	141
Tabella 20 - Lottizzazione area	144
Tabella 21 - Verifica sull'altezza di pioggia efficace	144
Tabella 22 - P=50 mm	145
Tabella 23 - P=80 mm	145
Tabella 24 - P=110 mm	146
Tabella 25 - Dimensionamento strato drenante	147
Tabella 26 - Verifica idrologica	148
Tabella 27 - Proprietà calcestruzzo	149
Tabella 28 - Valori medi di precipitazione	151
Tabella 29 - Rappresentazione logaritmica	151
Tabella 30 - Dati statistici	152
Tabella 31 - Predimensionamento fondazione	153
Tabella 32 - Dati di traffico	155

Tabella 33 - Risultati Iterazione 1	159
Tabella 34 - Risultati iterazione 2	162
Tabella 35 - Risultati iterazione 3	165
Tabella 36 - Dimensioni finali lastra	165
Tabella 37 - Risultato verifica idrologica	167
Tabella 38 - Corrispondenza tra normative di riferimento	171
Tabella 39 - Registro precipitazioni (1927-2011)	172
Tabella 40 - Rappresentazione serie storica (d=24 h)	174

1 Introduzione

Al giorno d'oggi, diverse problematiche ambientali come allagamenti, inquinamenti delle falde acquifere e variazioni climatiche si verificano sempre più frequentemente e globalmente. La presenza di una superficie quasi o totalmente impermeabile nelle pavimentazioni utilizzate in ambito autostradale o in ambito urbano, la quale interrompe lo scambio di calore e umidità tra la terra e l'atmosfera, è una delle principali cause delle suddette problematiche ambientali.

La costruzione delle pavimentazioni stradali in materiale convenzionale (in conglomerato bituminoso) ha portato ad uno sviluppo urbano ad alto impatto ambientale nelle aree limitrofe alle infrastrutture di trasporto, al cui interno il terreno naturale, dotato di una certa permeabilità, si è trasformato in una superficie impermeabile. La realizzazione della nuova sovrastruttura, che abbatte drasticamente il tasso di infiltrazione e la permeabilità della nuova superficie antropizzata, è causa di importanti variazioni nell'ambiente locale, tra cui: cambiamenti negli aspetti idrogeologici del territorio e alterazioni del clima circostante.

La natura impermeabile delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso ha portato ad un aumento considerevole della quantità d'acqua che defluisce durante l'evento meteorico, portando con sé un notevole volume di acque di prima pioggia contenente elevate quantità di sostanze inquinanti, il cui trattamento, necessario prima che siano riemesse nel corpo idrico, richiede ampie vasche di laminazione e sistemi di purificazione avanzati. In aggiunta, l'impermeabilizzazione della superficie urbana porta con sé altre problematiche, come la minore ricarica della falda acquifera, una maggiore superficie soggetta al fenomeno dell'aquaplaning e la minor resistenza allo slittamento. Per quanto riguarda le alterazioni relative agli aspetti climatici, le pavimentazioni impermeabili sono note essere la causa di uno scoppio di temperatura tra l'ambiente urbano e quello rurale circostante; tali superfici fungono da serbatoi di calore, restituendolo all'atmosfera durante le ore notturne. Questo fenomeno, comunemente chiamato "*Isola di calore urbano*" (abbreviato con UHI: Urban Heat Island) porta ad un disagio termico per gli abitanti delle città, aumentando così, le emissioni di CO₂ e il consumo di energia elettrica.

Al fine di ridurre gli effetti di questi sviluppi ad alto impatto, diverse organizzazioni di trasporto si sono concentrate sulla ricerca e sull'implementazione dell'uso di materiali sostenibili e strategie eco-compatibili, le quali costituiscono il risultato di uno sviluppo a basso impatto ambientale. Convenzionalmente, la maggior parte dei progettisti e degli urbanisti, hanno

adottato i bacini di espansione e contenimento come soluzione alla riduzione del deflusso nelle aree urbane; tuttavia, l'acqua contenuta in tali bacini richiede comunque un trattamento specifico prima di essere scaricata nel corpo idrico ricettore, rendendo così la soluzione antieconomica.

Per quanto riguarda le sovrastrutture stradali, tra le varie soluzioni esistenti per uno sviluppo urbano più sostenibile dal punto di vista ambientale, il sistema delle pavimentazioni in calcestruzzo poroso (drenante o permeabile) è diventato una soluzione appropriata e conveniente grazie ai suoi vantaggi strutturali, economici e di comfort per i guidatori.

L'ambiente urbano, infatti, beneficia dell'uso del calcestruzzo permeabile per la pavimentazione stradale in quanto esso consente la naturale traspirazione del suolo, la ricarica delle falde acquifere, con i conseguenti benefici per i bacini idrici, e la crescita della vegetazione e degli alberi. L'evapotraspirazione ed il colore chiaro del materiale consentono di abbassare la temperatura superficiale della pavimentazione, la cui capacità di immagazzinamento del calore porta a una riduzione dell'effetto isola di calore [5]. Nell'ambiente urbano un altro importante aspetto riguardante la qualità della vita è la riduzione del rumore; infatti un altro aspetto favorevole del calcestruzzo permeabile è la capacità di assorbire il rumore derivante dal contatto pneumatico-pavimentazione [6].

Per quanto riguarda la qualità dell'acqua e dell'aria, è stato dimostrato che l'uso del calcestruzzo poroso può ridurre le sostanze inquinanti derivanti dalla circolazione stradale. Infatti, la struttura interna del materiale trattiene parte dell'inquinante solido urbano (come zinco e rame) nella sua matrice porosa [7]. Inoltre, la capacità fotocatalitica può essere fornita al calcestruzzo permeabile introducendo un agente foto catalizzatore all'interno della matrice cementizia al fine di adsorbire gli ossidi di azoto (NO_x) e composti organici volatili (VOC) con un conseguente miglioramento generale della qualità dell'aria all'interno delle aree urbane [8]. L'uso del calcestruzzo permeabile, in aggiunta, aumenta la sicurezza stradale perché impedisce all'acqua di formare pozzanghere evitando problemi di aquaplaning ed effetto spray. Inoltre, l'uso del calcestruzzo permeabile produce vantaggi economici riducendo la necessità di sistemi di drenaggio e di illuminazione urbana grazie alla sua superficie chiara.

Tuttavia, questo materiale raccomandato e innovativo è ancora privo di un'adeguata normativa relativa alla sua produzione e costruzione. Sono stati pubblicati pochi standard internazionali per valutare le proprietà del calcestruzzo poroso in situ e in laboratorio; oltre a ciò, vengono fornite poche raccomandazioni per le procedure di posa e compattazione. Le principali

applicazioni del calcestruzzo permeabile sono attualmente limitate a zone a traffico ridotto o senza traffico in quanto il materiale presenta alcuni punti deboli in termini di durata e resistenza al *raveling*, specialmente laddove vengono applicate elevate sollecitazioni di taglio.

L'obiettivo principale di questa tesi magistrale, come si può evincere dal titolo "Pavimentazioni urbane in calcestruzzo poroso - Dimensionamento strutturale e capacità drenante", è quello di fornire delle metodologie di progettazione integrate ed elaborate per mezzo di abachi di pre-dimensionamento; questi ultimi sono stati costruiti attraverso l'utilizzo delle formule di calcolo di base proposte sia in Bibliografia sia incluse nei programmi didattici dei corsi di studi affini all' Ingegneria Civile. Scopo ultimo del lavoro è assicurare che la pavimentazione in calcestruzzo drenante assolva pienamente ai compiti per la quale è stata progettata, ovvero resistere alle azioni indotte dal passaggio del carico veicolare e dalla presenza di un gradiente termico, e accogliere l'intero afflusso meteorico in maniera tale da abbattere completamente il deflusso superficiale connesso all'evento di pioggia.

Il lavoro si articola in cinque capitoli principali, ciascuno dei quali affronta una tematica differente, ma comunque importante per il raggiungimento dell'obiettivo finale. La parte iniziale, oltre che descrivere i principali componenti e relative caratteristiche della miscela, espone quali sono le accortezze da seguire nella fase realizzativa e le problematiche che devono essere affrontate durante l'intera vita utile della pavimentazione. Il corpo centrale della tesi si incentra sulle metodologie impiegate per il progetto strutturale ed idrologico, il cui risultato è rappresentato da degli abachi che possono essere utilizzati nella fase di dimensionamento. In ultimo, nella parte finale della tesi, attraverso l'utilizzo degli abachi sopra citati, è stato svolto un caso studio con il fine di arrivare a dei risultati apprezzabili che permettano una scelta razionale fra le diverse alternative di progetto.

1.1 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO POROSO

Il calcestruzzo poroso, noto anche come calcestruzzo drenante, permeabile o a porosità migliorata, è costituito da normale cemento Portland, aggregato grossolano di dimensioni uniformi e acqua. Questa combinazione forma un conglomerato di aggregati grossolani circondati da un sottile strato di pasta cementizia indurita nei loro punti di contatto. Questa configurazione produce vuoti interconnessi tra l'aggregato grossolano (tipicamente di dimensioni comprese tra 1 e 5 mm), che consentono all'acqua di permeare ad un tasso molto più elevato rispetto al calcestruzzo normale. Il calcestruzzo drenante è considerato un tipo speciale di calcestruzzo altamente poroso. Tale calcestruzzo poroso può essere classificato in due tipi: uno in cui la porosità è presente nel componente aggregato della miscela (calcestruzzo con aggregati leggeri) e uno in cui la porosità viene introdotta nella componente non aggregata della miscela (calcestruzzo permeabile) [10]. Il calcestruzzo con aggregati leggeri può essere ottenuto utilizzando aggregati naturali o sintetici estremamente porosi, mentre il calcestruzzo permeabile ha poco o nessun aggregato fine nella miscela. Un'altra distinzione tra questi due tipi di calcestruzzo poroso si basa principalmente sulla struttura dei vuoti. I calcestruzzi con aggregati leggeri contengono grandi percentuali di vuoti non connessi reciprocamente, mentre il calcestruzzo permeabile, tuttavia, contiene percentuali elevate (dal 15 al 35%) di vuoti interconnessi, che consentono il rapido passaggio dell'acqua attraverso il corpo dello strato della pavimentazione.

1.2 VANTAGGI DEL CALCESTRUZZO POROSO

Il calcestruzzo drenante è un materiale da costruzione innovativo, che offre molti vantaggi ambientali, economici e funzionali. La sua adeguata utilizzazione è riconosciuta dall'ente per la salvaguardia dell'ambiente (EPA: *Environmental Protection Agency*) degli Stati Uniti come una delle migliori pratiche per la gestione degli eventi meteorici, in quanto può fornire un primo approccio alla lotta contro l'inquinamento e lo smaltimento dell'acqua piovana. Il calcestruzzo drenante, nelle applicazioni più comuni, ha una vita utile di 20-30 anni.

Il calcestruzzo poroso funge non solo da pavimentazione stradale, ma soprattutto da area di accumulo o impianto di drenaggio come parte della gestione delle acque piovane, creando, attraverso la sua tecnologia, un uso più efficiente del suolo eliminando la necessità di stagni di ritenzione, o altri dispositivi di gestione delle acque piovane o di un sistema fognario. La

pavimentazione drenante viene considerata come costituente di una sovrastruttura stradale e di un sistema di drenaggio. In tal modo, il calcestruzzo permeabile può far risparmiare l'ente o il committente sui costi complessivi del progetto. La caratteristica tessitura superficiale del calcestruzzo permeabile, diversa rispetto alla corrispettiva in calcestruzzo convenzionale, fornisce un maggior coefficiente di attrito per gli pneumatici dei veicoli ed una migliore resistenza allo slittamento, prevenendo gli incidenti stradali soprattutto in condizioni meteorologiche avverse come neve o pioggia. Le esperienze dimostrano che la pavimentazione in calcestruzzo permeabile consente un rapido scongelamento dovuto ai vuoti aperti presenti sulla superficie. Rispetto alle pavimentazioni tradizionali, le pavimentazioni in calcestruzzo permeabili presentano molti altri vantaggi come elencato di seguito [10]:

- La capacità di drenare il deflusso dell'acqua superficiale più velocemente e diminuire il costo delle strutture di drenaggio, bacini di detenzione e approvvigionamenti idrici;
- Aumentare lo stoccaggio delle acque sotterranee nelle aree urbane e proteggere le risorse idriche incontaminate;
- Ridurre gli inquinanti delle acque meteoriche nelle aree urbane e depurare le falde acquifere;
- Diminuire l'effetto dell'isola di calore, diminuire la temperatura superficiale, mantenere libero lo scambio di umidità e aria nel terreno sotterraneo e favorire la crescita delle piante;
- Aumentare la resistenza allo slittamento e l'attrito superficiale, alla base di una guida sicura;
- Diminuire il rumore dello pneumatico e ottenere un livello di rumorosità inferiore rispetto al normale cemento e alla pavimentazione in conglomerato bituminoso;
- Considerato come materiale da costruzione ecologico e riciclabile.

1.2.1 BENEFICI AMBIENTALI

Sulle pavimentazioni impermeabili e acque piovane raccolgono e trasportano verso i corsi d'acqua naturali tutti i liquidi carichi di sostanze inquinanti provenienti dalle autovetture che circolano su di esse (carburante, antigelo, solventi, ecc.). L'intervento delle amministrazioni attraverso l'uso del calcestruzzo drenante può basarsi su due metodi:

- ridurre l'afflusso generale che arriva su una zona;
- ridurre il livello di inquinamento contenuto nell'afflusso meteorico.

Gli sforzi per ridurre l'afflusso comprendono gli interventi di pianificazione territoriale che riducono la quantità di superfici impermeabili nelle aree in fase di sviluppo o di riqualificazione (comprese zone per parcheggi), fornendo indicazioni per aumentare gli spazi verdi. Un sistema convenzionale per lo smaltimento della pioggia include strutture di captazione cioè stagni o bacini destinati a bloccare il deflusso della pioggia, prima del successivo scarico nei canali naturali o artificiali o in un sistema di fognatura in un tempo sufficientemente lungo da ridurre la portata massima. Le pavimentazioni in calcestruzzo drenante sono progettate spesso come strutture di ritegno. Un vantaggio significativo di questi sistemi è la capacità di "parcheggiare sullo stagno", ovvero la pavimentazione oltre a fare da supporto per il parcheggio delle autovetture funge da vasca di accumulo.

Come si vede in Figura 1, l'acqua che arriva sulla superficie in calcestruzzo drenante viene captata e trasferita al sottosuolo, in questo modo anche la falda può essere rigenerata, con tutte le benefiche implicazioni del caso. Una quota parte verrà restituita all'ambiente attraverso l'evaporazione migliorando anche le condizioni termometriche del sito.

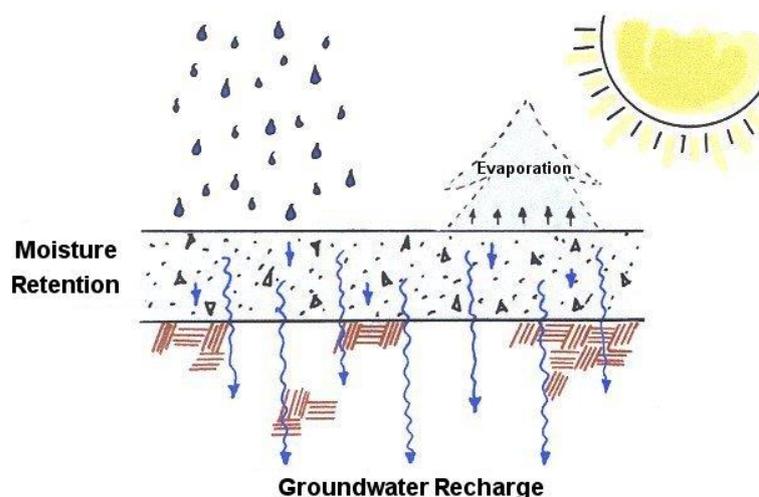


FIGURA 1 - CICLO DELL'ACQUA ALL'INTERNO DEL SISTEMA PAVIMENTAZIONE-SOTTOSUOLO

Gli sforzi per ridurre il livello di inquinanti dell'acqua piovana, comprendono invece, tutti gli accorgimenti necessari per raccogliere le acque di prima pioggia (circa 25 millimetri) che trattengano le sostanze inquinanti (vasche di decantazione e depurazione) prima del rilascio dell'acqua nei condotti preposti allo smaltimento. La pavimentazione in calcestruzzo drenante agisce seguendo entrambi questi principi: riduce o elimina l'afflusso e consente il trattamento dell'acqua inquinata.

Da studi intrapresi negli USA sulla rimozione su un lungo periodo di analisi, è emerso che le pavimentazioni in calcestruzzo drenante forniscono alti tassi di rimozione delle sostanze inquinanti. I risultati di uno studio (US EPA, 1999) condotto nella località di Rockville (MD) sono sintetizzati di seguito:

TABELLA 1 - RIMOZIONE SOSTANZE INQUINANTI (US EPA 1999)

Località di studio	Sospensioni solide totali (TSS)	Fosforo totale (TP)	Nitrogeni totali (TN)	Domanda chimica di ossigeno (COD)	Metalli
Rockville, MD	-95%	-65%	-85%	-82%	-98%

In questo modo le aree trattate, che altrimenti sarebbero destinate ad accogliere le vasche “di detenzione”, le quali possono essere ridotte o eliminate, permettono un maggiore utilizzo del territorio. Inoltre, lasciando che la pioggia si infiltri nel terreno, viene rigenerata la falda freatica,

viene ridotto il flusso di picco dell'acqua attraverso i condotti di fognatura e l'inquinamento viene minimizzato.

Grazie al suo colore chiaro, la pavimentazione in calcestruzzo drenante assorbe meno radiazione solare rispetto alle pavimentazioni in conglomerato bituminoso e la loro struttura porosa contribuisce a non accumulare calore, contribuendo ad abbassare gli effetti dell'UHI nelle aree urbane. La differente capacità da parte delle pavimentazioni in calcestruzzo rispetto a quelle in conglomerato bituminoso di riflettere la luce, e quindi l'energia, è dovuta al differente valore di albedo del materiale, che è maggiore nelle pavimentazioni in calcestruzzo. L'albedo è espresso come il rapporto tra l'energia solare riflessa e quella totale ricevuta ed è misurata attraverso una scala adimensionale compresa tra 0 e 1. Maggiore è la percentuale, maggiore è il quantitativo di energia che viene riflesso nell'atmosfera. Il valore medio di albedo della superficie terrestre è pari a 0.35. Questo significa che il 35% dell'energia solare viene riflessa nell'atmosfera mentre il restante 65% viene assorbito. All'aumento dell'1% dell'albedo di una superficie, corrisponde ad una riduzione nella radiazione di 1.27 W/m^2 . Questa riduzione (*radiation forcing*) determina un rallentamento del riscaldamento globale. Dai risultati sperimentali è emerso che un ritardo nel riscaldamento globale equivale ad una riduzione nelle emissioni di CO_2 pari a 2.5 kg/m^2 di superficie terrestre. Se confrontata con una pavimentazione in conglomerato bituminoso, una pavimentazione in calcestruzzo ha un \tilde{A} (albedo) variabile tra il 10% e 15% e questo è equivalente ad una riduzione di emissioni di CO_2 tra 25 e 38 kg/m^2 di superficie. Per questi motivi il calcestruzzo drenante fornisce una soluzione nella progettazione integrata di zone di parcheggio con aree verdi, o nei percorsi pedonali inseriti in parchi o giardini collegati ad aree urbane pavimentate in modo tradizionale.

1.2.2 BENEFICI ECONOMICI

Il calcestruzzo drenante può costituire un'alternativa ai costosi sistemi per lo smaltimento dell'acqua piovana nelle aree adibite a parcheggio, riducendo al contempo l'esigenza di grandi vasche di detenzione, perché la pavimentazione in sé funge da zona di captazione e detenzione. In zone di parcheggio con pavimentazione tradizionale in genere gli oneri economici si riferiscono anche alla costruzione di vasche di accumulo, impianti di depurazione nonché impianti di pompaggio, tubi di drenaggio e di altri sistemi di captazione e smaltimento dell'acqua meteorica. Con l'uso del calcestruzzo drenante anche i costosi impianti di irrigazione possono essere sottodimensionati o eliminati. Riducendo l'afflusso alle zone pavimentate, il

calcestruzzo drenante riduce l'esigenza di accumulo separato dell'acqua di pioggia e permette l'uso di condotte fognarie per lo smaltimento di quantitativi minori d'acqua. Ciò consente di utilizzare una più vasta area dell'intera zona disponibile ad un minor costo perché si risparmia sui diametri delle condotte sotterranei e sulle vasche di accumulo, che come detto in precedenza, talvolta possono essere del tutto eliminate. Negli Stati Uniti le amministrazioni locali incentivano l'uso del calcestruzzo drenante in aree per parcheggi per ottimizzarne l'uso. Le pavimentazioni in calcestruzzo in generale hanno una vita utile più lunga rispetto a quelle in conglomerato bituminoso e richiedono pochi interventi manutentivi rispetto alle pavimentazioni tradizionali. Un fattore che incide negativamente sui costi è il fatto che questo materiale richiede il confezionamento e la posa in opera in situ poiché ha un tempo di lavorazione e posa piuttosto breve, circa un'ora.

1.2.3 BENEFICI FUNZIONALI

Il calcestruzzo drenante, privo della frazione fina presente nel calcestruzzo convenzionale, ha una struttura superficiale unica, composto soprattutto da aggregati quali ghiaia e pietra frantumata. Gli aggregati visibili nel calcestruzzo drenante forniscono un aumento di aderenza per i veicoli ed evitano rischi di aquaplaning. Inoltre, il calcestruzzo drenante migliora fortemente la sicurezza stradale in caso di pioggia. Infatti, dal momento che l'acqua si infiltra nel calcestruzzo piuttosto che restare sulla superficie:

- si eliminano i ristagni d'acqua riducendo il rischio di aquaplaning;
- si eliminano gli spruzzi al passaggio dei veicoli con conseguente miglioramento della visibilità;
- si riduce il riflesso ed il riverbero notturno, molto fastidioso per i guidatori
- in caso di neve l'elevata porosità consente uno scioglimento più veloce.

2 MATERIALI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO POROSO

2.1 ELEMENTI COSTITUENTI IL CALCESTRUZZO POROSO

2.1.1 AGGREGATI

L'aggregato occupa la maggior parte del volume del calcestruzzo poroso ed è la principale componente portante. La resistenza del calcestruzzo poroso trae beneficio dal meccanismo dell'*interlock* tra le particelle angolari, come quelle provenienti dalla pietra frantumata. L'aggregato deve essere di tipo aperto per produrre vuoti (*Open-Graded*). Le gradazioni comunemente utilizzate sono ASTM n. 8 e n. 89. La dimensione massima delle particelle è di circa 3/8 di pollice (9.5 mm), che è abbastanza grande da produrre pori aperti e conseguentemente, una rapida infiltrazione. La Figura 2 mostra come il fuso granulometrico monodimensionale legato al n° 8 sia più stretto, quindi dove è disponibile potrebbe contribuire ancora di più ad una struttura porosa e permeabile. L'aggregato n. 67, di maggiori dimensioni, produce il vantaggio idrologico di pori di grandi dimensioni e quindi, una maggiore permeabilità. Il calcestruzzo realizzato con il n. 67 presenta minori fenomeni di fessurazioni e ritiro iniziali rispetto al n. 89, ma minore resistenza alla compressione perché presenta una minore superficie interna per il contatto aggregato-cemento [13]. L'aggregato utilizzato deve soddisfare i requisiti ASTM D448 e ASTM C33/C33M. La distribuzione granulometrica degli aggregati utilizzata nel calcestruzzo poroso è costituita da aggregati grossolani monodimensionali o ricadenti in un intervallo compreso tra 9.5 e 19 mm (3/4 e 3/8 in); in entrambe le tipologie di calcestruzzo poroso vengono utilizzati aggregati arrotondati e frantumati. Le gradazioni comunemente usate secondo le prescrizioni contenute in ASTM C33 sono:

- n° 89 (9.50 - 1,18 mm);
- n° 67 (19.00 – 4.75 mm);
- n° 8 (9.50 – 2.36 mm).

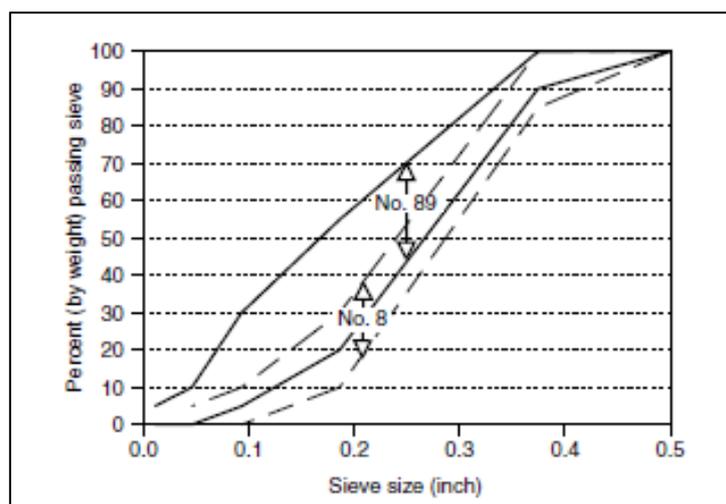


FIGURA 2 - FUSO GRANULOMETRICO DEGLI AGGREGATI ASTM NO. 8 E NO. 89 (DA ASTM D448)

Il contenuto di aggregato fine è limitato perché tende a compromettere la connessione del sistema dei pori. L'aggiunta di aggregato fine può aumentare la resistenza e la densità della compressione, ma allo stesso tempo può ridurre la portata dell'acqua attraverso la massa di calcestruzzo permeabile. La qualità degli aggregati, come per il calcestruzzo convenzionale è ugualmente importante, infatti gli aggregati aventi forma irregolare o allungata devono essere evitati. Nel processo industriale possono essere utilizzati sia gli aggregati arrotondati (ghiaia) che squadrati (pietra), sapendo che le resistenze maggiori si realizzano con aggregati arrotondati, mentre quelli squadrati sono più adatti perché hanno un'aderenza maggiore con il legante. L'aggregato grossolano a grana stretta deve essere duro, pulito e privo di rivestimenti, come polvere o argilla o altri prodotti chimici assorbiti che potrebbero influire negativamente sul legame pasta-aggregato o sull'idratazione del cemento. I pesi unitari degli aggregati devono essere determinati in conformità con la norma ASTM C29/C29M. Anche il livello di umidità dell'aggregato al momento della miscelazione è importante, dal momento che un aggregato secco può causare una miscela che non ha un'adeguata lavorabilità nella fase di getto e di compattazione; al contrario gli aggregati eccessivamente bagnati possono contribuire al drenaggio della pasta cementizia, causando l'intasamento nella struttura dei vuoti.

La scelta dell'inerte dipende dalla prestazione adesiva e dalla quantità di vuoti che il sistema dovrà possedere. Relativamente al primo requisito è meglio impiegare inerti provenienti da frantumazione piuttosto che inerti tondeggianti, purché' dotati di buona poliedricità cioè di un buon coefficiente di forma. Il grado di angolarità che caratterizza gli inerti frantumati favorisce il loro accoppiamento reciproco in quanto pone in contatto zone caratterizzate da maggiore superficie rispetto agli inerti tondeggianti. La tessitura degli aggregati è preferibile che sia

rugosa piuttosto che liscia al fine di aumentare la superficie di contatto fra pasta e aggregato e favorirne l'ingranamento. In merito al volume di vuoti è da osservare che al diminuire della dimensione dell'aggregato aumenta la superficie specifica con conseguente tendenza alla naturale compattazione della miscela. Per questo motivo è preferibile che la frazione granulometrica prescelta non presenti alcuna distribuzione, ma sia il più possibile mono granulare. In linea di massima con inerti di granulometria compresa fra 4 e 8 mm si possono ottenere miscele con vuoti compresi fra il 10 ed il 20% mentre con inerti di granulometria compresa fra 6 e 12 mm si possono ottenere miscele con vuoti compresi fra il 12 ed il 25%.

2.1.2 LEGANTE IDRAULICO

Il legante principale impiegato nelle è il cemento ordinario Portland conforme alle norme ASTM C150/C150M, C595/C595M o C1157/C1157M e con resistenza che varia, a seconda dell'impiego finale della miscela, da 32.5 a 52.5. Possono anche essere utilizzati materiali cementizi supplementari in aggiunta al cemento Portland come cenere volante, scorie d'altoforno granulate e fumi di silice, previo superamento dei requisiti ASTM C618, C989 e C1240. Così come riportato in [3], è consigliato, in via precauzionale, testare il materiale con un dosaggio di prova per verificarne che la compatibilità cemento-additivo non crei problemi e che il tempo di presa, la velocità di sviluppo della resistenza, la porosità e la permeabilità possano essere raggiunti per fornire le caratteristiche necessarie per il posizionamento e le condizioni di servizio previste.

I materiali cementizi supplementari (*SCM: Supplementary cementitious materials*) quali la cenere volante la pozzolana e le scorie che possono essere aggiunti al cemento influenzano le prestazioni del calcestruzzo regolando in funzione del tempo lo sviluppo della resistenza, della porosità e della permeabilità.

- La cenere volante e tutte le scorie d'alto forno aumentano la durezza facendo diminuire la permeabilità e la resistenza a rottura. La cenere volante è il sottoprodotto residuo del carbone nativo negli impianti per la produzione di corrente elettrica, fino a qualche anno fa veniva usato per rinterri, ma ora un importo significativo è usato nel cemento. Questo materiale può essere usato per sostituire il 5-65% del cemento Portland.
- Le scorie d'altoforno sono il sottoprodotto residuo della manifattura dell'acciaio. Esse conferiscono resistenza e durezza aggiuntive al calcestruzzo e possono sostituire il 20-70% del cemento nella miscela.

Lo spessore del rivestimento del materiale cementizio è un fattore molto importante nella valutazione della prestazione strutturale e idrologica per le pavimentazioni in calcestruzzo poroso. Inoltre, va notato che indipendentemente dalla compattazione e dal metodo di miscelazione, un aumento del contenuto di cemento porta ad un aumento dello spessore della pasta attorno all'aggregato, il quale rafforza il materiale da un punto di vista meccanico, ma vanifica lo scopo di utilizzare il calcestruzzo poroso nelle pavimentazioni stradali per avere una migliore permeabilità.

2.1.3 ACQUA

L'acqua impiegata nel processo produttivo del calcestruzzo poroso deve avere gli stessi requisiti di quella utilizzata per il calcestruzzo convenzionale e rispettare le prescrizioni date in ACI 301. I calcestruzzi permeabili dovrebbero essere proporzionati con un rapporto acqua-cemento relativamente basso (*w/cm ratio*) (tipicamente da 0.26 a 0.40) poiché un eccesso di acqua porterà al drenaggio della pasta e al successivo intasamento del sistema dei pori. In generale l'acqua potabile è adatta per il calcestruzzo, mentre l'acqua riciclata da impianti di produzione per il calcestruzzo può essere usata solo se rispetta le disposizioni ASTM C94/C94M o AASHTO M-157 e la sua aggiunta deve essere monitorata direttamente sul campo. Se ci fosse un dubbio in merito all'idoneità di una fonte d'acqua è consigliabile eseguire una prova che ne certifichi tale idoneità in relazione ai materiali impiegati per il lavoro.

2.1.4 ADDITIVI

Così come nelle miscele di calcestruzzo convenzionale, anche per il calcestruzzo poroso è previsto l'impiego di additivi; dal momento che la miscela contiene poco o non contiene affatto materiale fino, la struttura porosa presenta molti vuoti, in cui si può infiltrare sia l'aria che l'acqua. Inoltre, questa assenza di materiale fino nell'impasto del calcestruzzo drenante porta ad avere una pasta cementizia molto rigida, la quale può creare problemi durante le fasi di mescolazione, consegna (è difficoltoso il versamento del materiale dalla betoniera al sito) e stesa. Solitamente il calcestruzzo poroso ha uno *slump* molto basso, che porta all'utilizzo di diversi additivi che ne aumentano la lavorabilità senza aumentarne eccessivamente il contenuto d'acqua. L'insieme di questi svantaggi porta ad un largo impiego di additivi nella fase di miscelazione, tra i quali:

- Gli additivi ritardanti sono utilizzati per stabilizzare e controllare l'idratazione del cemento, infatti sono preferiti quando si tratta di miscele rigide, come nel caso del calcestruzzo poroso; sono utili nelle applicazioni con clima caldo e possono migliorare la lavorabilità, la messa in opera e le caratteristiche prestazionali. L'utilizzo di particolari additivi ritardanti di evaporazione risulta vantaggioso quando l'ambiente di maturazione non risulta essere idoneo, creando così alti tassi di evaporazione che riducono il periodo di tempo in cui la miscela viene posizionata in maniera efficiente;
- Gli additivi acceleranti sono utilizzati quando le pavimentazioni in calcestruzzo drenante vengono installate in zone con climi freddi;
- Al fine di migliorare la lavorabilità ed estendere il tempo di lavorazione della miscela possono essere impiegati additivi viscosizzanti;
- Gli additivi viscosizzanti, additivi che modificano la viscosità (VMA: *Viscosity Modifying Admixtures*) aiutano la lubrificazione della miscela, aumentandone la lavorabilità e facilitando le operazioni di scarico dal mezzo, posa del materiale e sua compattazione, le quali vengono effettuate in tempi più ristretti;
- Gli additivi aeranti devono soddisfare i requisiti predisposti nell'ASTM C260. Essi non sono comunemente usati nei calcestruzzi permeabili, ma possono essere impiegati negli ambienti sensibili al congelamento e allo scongelamento;
- Gli additivi disperdenti del cemento permettono la riduzione del contenuto d'acqua e un'efficiente idratazione del cemento al fine di massimizzare la resistenza della miscela.

In una qualsiasi miscela di calcestruzzo, quando vengono utilizzati più additivi, è consigliabile eseguire un posizionamento di prova della miscela per controllare l'insorgenza di eventuali problemi di incompatibilità con la miscela stessa e verificare che le proprietà dell'impasto allo stato fresco e indurite siano quelle desiderate.

2.1.5 MISCELA TIPO

Il calcestruzzo drenante utilizza gli stessi materiali del calcestruzzo convenzionale con l'eccezione della frazione di granulato fino; le dimensioni degli aggregati utilizzati vengono mantenute in un intervallo ristretto, questo concorre a fornire le caratteristiche proprietà della miscela una volta che è indurita, anche se richiede considerazioni differenti nella fase di miscelazione, posa, consolidamento e trattamento superficiale rispetto a un calcestruzzo tradizionale. La Tabella 2 (da [3]) descrive gli intervalli delle proporzioni dei materiali occorrenti per il confezionamento del calcestruzzo drenante e la normativa ACI 211.3R fornisce una procedura per produrre la miscela di calcestruzzo drenante, secondo le proporzioni indicate in tabella.

TABELLA 2 - TIPICI INTERVALLI DELLE PROPORZIONI TRA MATERIALI NEL CALCESTRUZZO POROSO

Materiale	Proporzione [kg/m³]
Materiale cementizio	270 - 415
Aggregati	1190 - 1480
Acqua: Cemento (in massa)	0.27 - 0.34
Aggregato: Cemento (in massa)	4:1 – 4.5:1
Fine: Grossolano (in massa)	0 - 1:1

2.2 PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO POROSO

La miscela di calcestruzzo drenante al momento dell'operazione di stesa risulta essere più consistente se confrontata con quella relativa al calcestruzzo tradizionale; gli abbassamenti misurati con lo *Slump Test* (Cono di Abrams–UNI EN 12350-2:2009) sono generalmente inferiori a 20 millimetri. Una volta disposti e compressi, gli aggregati aderiscono tra loro generando la caratteristica matrice porosa. Per il controllo di qualità la grandezza di riferimento preferenziale è il peso specifico o la densità dell'impasto, perché alcune proprietà del calcestruzzo fresco quale l'abbassamento non sono significative per il calcestruzzo drenante. Le prove convenzionali di resistenza sono poco utili perché le condizioni di consolidamento del calcestruzzo drenante sono difficili da riprodurre nei provini cilindrici e le resistenze dipendono fortemente dal contenuto di vuoti. I pesi specifici delle miscele di calcestruzzo drenante sono circa il 70% dei corrispettivi nelle miscele di calcestruzzo tradizionale. Il tempo di lavorazione è inferiore rispetto a quello che si ha per le miscele tradizionali, solitamente è necessaria un'ora fra la miscelazione e la posa, tuttavia questo può essere aumentato con l'ausilio controllato di ritardanti e stabilizzanti che estendono l'orario di lavoro fino a 1.5 h secondo il dosaggio.

2.2.1 DENSITÀ E POROSITÀ

La densità del calcestruzzo drenante dipende dalle proprietà, dalle proporzioni dei materiali utilizzati e dalle procedure di consolidamento seguite nella posa. Densità in situ dell'ordine di 1600 kg/m^3 - 2000 kg/m^3 sono valori molto comuni, il calcestruzzo drenante ricade nel limite superiore dell'intervallo dei calcestruzzi leggeri.

Il contenuto dei vuoti dipende da diversi fattori: la gradazione degli aggregati, il contenuto di materiale cementizio, il rapporto w/cm e lo sforzo di compattazione. Quando si usano miscele aggregate si deve garantire che il rapporto tra le dimensioni degli aggregati (rapporto tra il diametro dell'aggregato più grande e quello più piccolo) non sia molto ampio. Se il rapporto è molto alto (in genere 2.5 o più), l'aggregato più piccolo riempirà i vuoti lasciati da quello più grande, riducendo la porosità e, di conseguenza, la permeabilità. Sebbene le proprietà meccaniche risultino essere migliorate utilizzando miscele con rapporti di grandi dimensioni, in genere non è consigliabile in quanto i calcestruzzi permeabili sono progettati principalmente per il drenaggio dell'acqua. Lo sforzo di compattazione condiziona non solo il contenuto dei vuoti, ma anche la porosità e la densità di una determinata miscela di calcestruzzo poroso. In una serie di prove di laboratorio [14] è stato dimostrato come la stessa miscela di calcestruzzo permeabile

compattata con otto diversi livelli di sforzo, era caratterizzata da otto diversi valori di peso unitario che variavano da 1680 a 1920 kg/m³. Per uno stesso contenuto di pasta cementizia, i vuoti risultano essere funzione dello sforzo di compattazione, della forma e della struttura delle particelle aggregate e del coefficiente di uniformità degli aggregati [15].

2.2.2 PERMEABILITÀ

L'obiettivo principale di una qualsiasi pavimentazione in calcestruzzo poroso è ottenere un'adeguata porosità in maniera tale che l'acqua possa facilmente passare attraverso il sistema e infiltrarsi nel terreno sottostante. La creazione dei vuoti d'aria è raggiunta limitando o eliminando completamente gli aggregati fini (FA) dal mix design e utilizzando un aggregato grossolano ben definito (CA). Senza frazione fine nel mix design l'aggregato grossolano è tenuto insieme solo da un sottile strato di cemento che crea vuoti d'aria. L'uso di un CA uniforme assicura che i pezzi più piccoli non si depositino negli spazi dei pori diminuendo la porosità del calcestruzzo. Sebbene ci sia una tendenza generale nell'aumento della permeabilità all'aumentare della porosità, così come mostrato in Figura 3; questo è dovuto in parte al fatto che la permeabilità non dipende soltanto dal volume totale dei pori, ma anche da altre caratteristiche come:

- la distribuzione granulometrica degli aggregati,
- la forma degli aggregati,
- il grado di connettività e tortuosità dei pori.

In Figura 3 [16] viene illustrata, a destra, la relazione tra il coefficiente di permeabilità e la porosità volumetrica (rapporto tra volume totale dei vuoti e volume del mezzo poroso) del calcestruzzo permeabile, stabilendo una funzione quadratica tra le due variabili considerate con un coefficiente di correlazione pari a 0.97

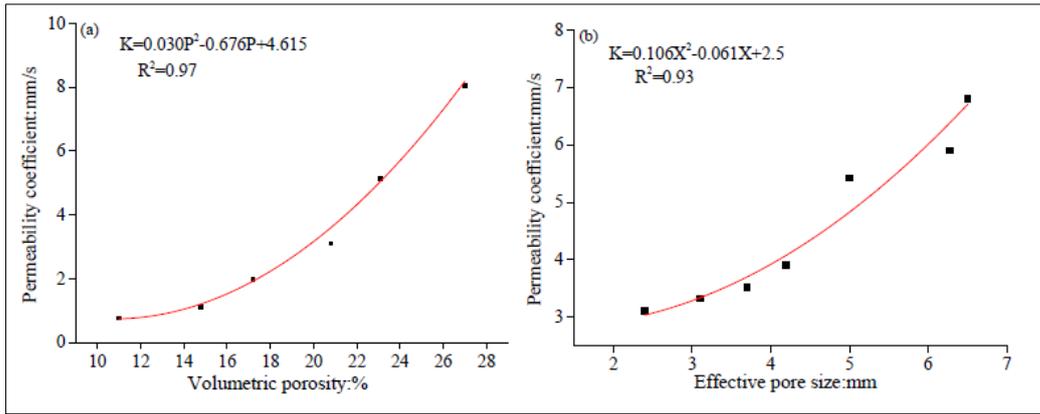


FIGURA 3 - RELAZIONE TRA PERMEABILITÀ E POROSITÀ

Il grafico di sinistra invece, mostra la relazione tra la dimensione effettiva dei pori (dimensione dei vuoti comunicanti, ovvero quelli utilizzati dal fluido in movimento) e il coefficiente di permeabilità; anche in questo caso è stata identificata una correlazione polinomiale tra le variabili con un coefficiente di correlazione pari a 0.93, evidenziando come ciò che condiziona maggiormente il coefficiente di permeabilità sia la porosità efficace (rapporto tra volume dei vuoti comunicanti e volume totale del mezzo poroso) e non quella volumetrica.

La permeabilità è anche influenzata dal rapporto aggregato/cemento (A/C); infatti quando la quantità di cemento in una miscela diminuisce, corrispondente ad un aumento del rapporto A/C, aumenta la permeabilità del materiale, come mostrato in Figura 4 [17].

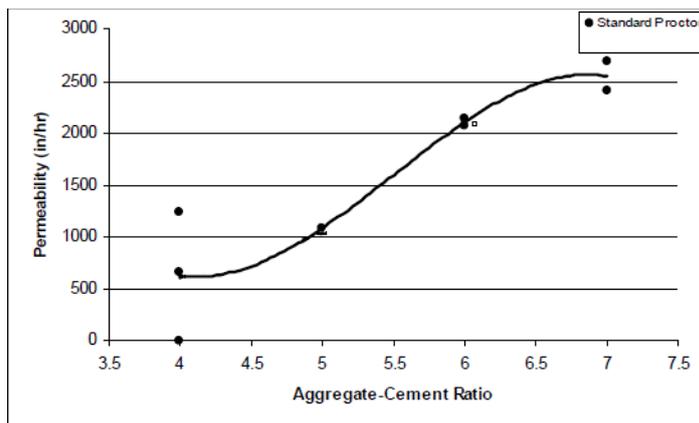


FIGURA 4 - RELAZIONE TRA PERMEABILITÀ E RAPPORTO A/C

La permeabilità può anche essere correlata alla resistenza a compressione. La resistenza a compressione del calcestruzzo permeabile aumenta con l'aumentare del contenuto di cemento nella miscela, a cui corrisponde una diminuzione del rapporto A/C. La maggior quantità di

cemento nella miscela riempirebbe gli spazi vuoti, una volta occupati dall'aria, riducendo così la permeabilità del calcestruzzo. Questa diretta conseguenza è rappresentata in Figura 5 [17].

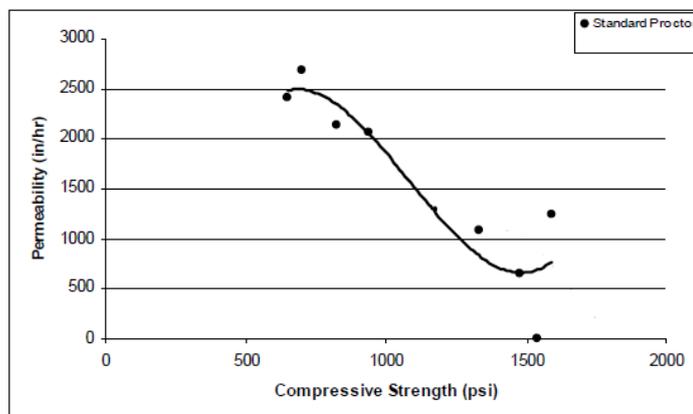


FIGURA 5 - RELAZIONE TRA PERMEABILITÀ E RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE

Una delle caratteristiche più importanti del calcestruzzo poroso è la sua capacità di filtrare l'acqua attraverso la matrice. Il tasso di percolazione del calcestruzzo drenante è direttamente correlato alla porosità e alle dimensioni dei pori. Diversi test hanno dimostrato che è necessaria una porosità minima del 15% per ottenere una percolazione significativa, infatti per una porosità compresa tra il 20 e il 25%, il coefficiente di permeabilità varia in un intervallo compreso tra 0.01 cm/s e 1.5 cm/s [18]. Essi arrivarono alla conclusione che la permeabilità aumenta esponenzialmente con l'aumentare dei vuoti e che ad un aumento dell'energia di compattazione corrisponde un decremento della permeabilità.

Poiché il tasso di percolazione aumenta con l'aumentare del contenuto d'aria e, di conseguenza, diminuisce la resistenza alla compressione, numerosi studi hanno come obiettivo la ricerca di un dosaggio ottimale della miscela di calcestruzzo per ottenere un buon compromesso tra proprietà idrauliche e meccaniche.

La Figura 6 [19] mostra come varia il coefficiente di permeabilità con l'energia di compattazione, secondo diversi rapporti A/C. È evidente come sia lo sforzo di compattazione che la proporzione tra aggregati e cemento della miscela influenzano la permeabilità del calcestruzzo drenante.

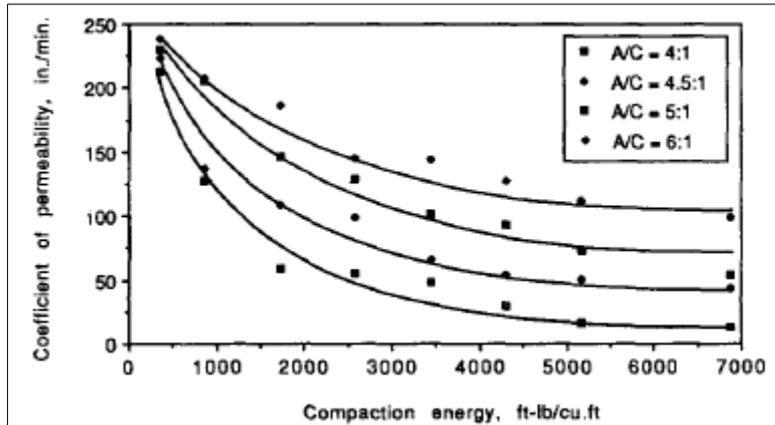


FIGURA 6 - RELAZIONE TRA PERMEABILITÀ ED ENERGIA DI COMPATTAZIONE

La permeabilità del materiale, può essere misurata con un semplice permeametro a carico variabile, così come mostrato in Figura 7 [12].

In questo esperimento, il campione è racchiuso in una membrana di lattice per evitare che l'acqua scorra lungo i lati del campione. L'acqua viene aggiunta al cilindro graduato per riempire la cella del campione e il tubo di scarico. Il campione viene preconditionato consentendo all'acqua di defluire attraverso il tubo fino a quando il livello nel cilindro graduato è uguale alla parte superiore del tubo di scarico. Ciò minimizza eventuali sacche d'aria nel campione e assicura che il campione sia completamente saturo. Con la valvola chiusa, il cilindro graduato viene riempito d'acqua. La valvola viene aperta e viene misurato il tempo in secondi richiesto dall'acqua per passare da un carico h_1 ad un carico inferiore h_2 .

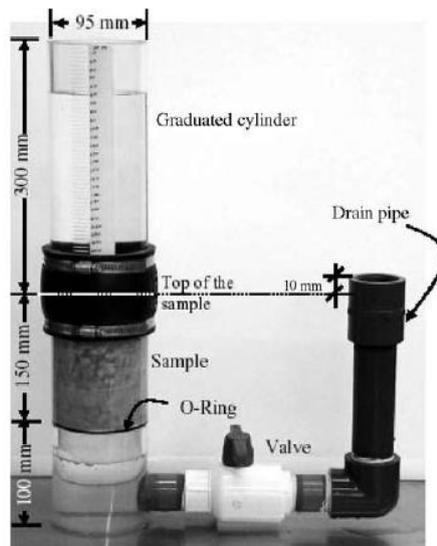


FIGURA 7 - PERMEAMETRO A CARICO VARIABILE

L'attrezzatura è calibrata per un carico iniziale di 290 mm e un carico finale di 70 mm. La permeabilità k ([mm / s]) può essere espressa come:

$$K = \frac{A}{t} \quad (1)$$

dove A è una costante pari a 192 mm. Oltre la porosità e la dimensione dei pori, un fattore cruciale che influenza la permeabilità del calcestruzzo poroso è la tortuosità dei pori o il grado di connettività della rete.

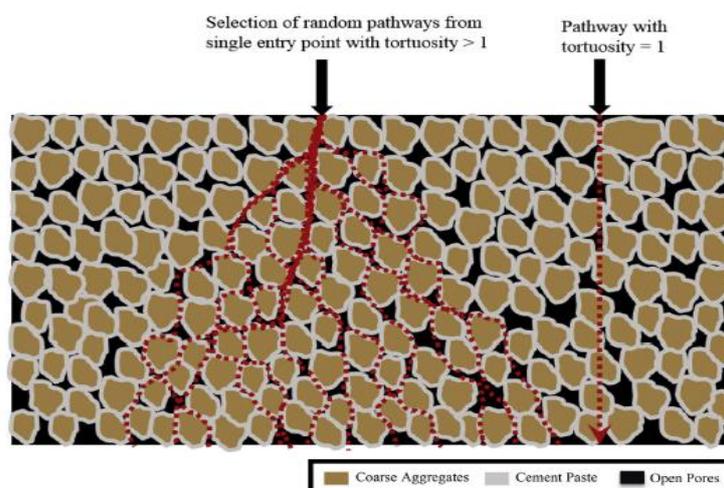


FIGURA 8 - TORTUOSITÀ ALL'INTERNO DEL SUOLO

La permeabilità di una pavimentazione in calcestruzzo drenante, oltre che dai materiali impiegati e dalle operazioni di posa, dipende da:

- permeabilità degli strati costituenti il sottofondo;
- permeabilità dei giunti o delle aperture;
- composizione del calcestruzzo;

La permeabilità degli strati costituenti il sottofondo, è condizione ovviamente indispensabile per la definizione delle modalità e del livello di infiltrazione dei liquidi nel sottosuolo, la quale permeabilità dipende da:

- distribuzione granulometrica;
- contenuto di umidità
- grado di compattazione.

2.2.3 RESISTENZA A COMPRESSIONE

La resistenza alla compressione del calcestruzzo poroso è fortemente influenzata dalla proporzione della miscela e dallo sforzo di compattazione impiegato durante la posa in opera. È stato dimostrato che in generale, man mano che l'energia di compattazione applicata al campione aumenta, c'è un corrispondente aumento della resistenza a compressione [20]. Il problema che si presenta quando si raggiunge un elevato livello di compattazione su un calcestruzzo poroso è che questi sforzi possono ridurre significativamente i vuoti d'aria presenti nel campione e come tale anche la permeabilità si riduce. Dato che l'obiettivo principale di una pavimentazione in calcestruzzo poroso è raggiungere la permeabilità adeguata al controllo delle acque piovane, non sempre compattare il calcestruzzo fino a raggiungere una forza adeguata è un'opzione, ma deve essere raggiunto un equilibrio tra la forza e il rapporto dei vuoti [10]. La Figura 9 [21] mostra la relazione esistente tra porosità e resistenza a compressione del calcestruzzo poroso (1 MPa = 145 psi).

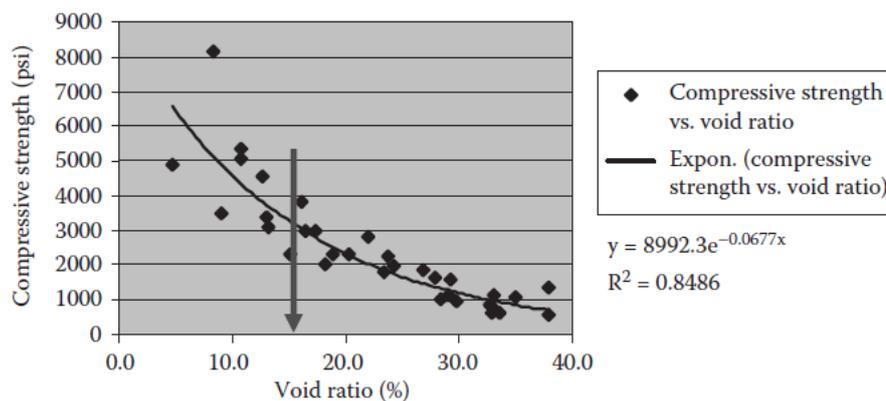


FIGURA 9 - RELAZIONE TRA RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE E POROSITÀ

Il rapporto W/C da solo non influisce sulla forza complessiva, ma può causare il depositarsi del cemento sul fondo del campione riducendo così la permeabilità [21]. Il peso unitario del mix ha effetto sulla resistenza a compressione del calcestruzzo poroso e all'aumentare del peso unitario aumenta anche la resistenza [21]. Sebbene il rapporto W/C di una miscela di calcestruzzo permeabile sia importante per lo sviluppo della resistenza alla compressione e della struttura dei vuoti, ciò che risulta essere maggiormente influenzante nei confronti della resistenza alla compressione è il contenuto totale di materiale cementizio. Infatti, un eccessivo contenuto di pasta può comportare una struttura piena di vuoti e, di conseguenza, una ridotta porosità, mentre un contenuto cementizio insufficiente può provocare una riduzione del rivestimento di pasta dell'aggregato e una ridotta resistenza alla compressione. Il contenuto di materiale cementizio ottimale dipende fortemente dalla dimensione e dalla gradazione dell'aggregato. Per le

dimensioni aggregate scelte, si consiglia di eseguire test di drenaggio del legante per accertare il contenuto cementizio ottimale [22].

Le miscele di calcestruzzo drenante possono sviluppare resistenze a compressione, dopo una maturazione a 28 giorni, comprese nell'intervallo di 7-28 MPa ed anche più con l'uso di speciali additivi nella miscela o l'aggiunta di materiali cementizi supplementari quali la cenere volante e le scorie d'alto forno, rendendole adatte ad una vasta gamma di applicazioni. Come per altri calcestruzzi le proprietà e le combinazioni dei materiali specifici, così come le tecniche di posa e le condizioni ambientali determinano la resistenza reale in situ. I provini eseguiti in situ forniscono la miglior misura delle resistenze poiché le differenze di consolidamento rendono i provini cilindrici meno rappresentativi delle proprietà del calcestruzzo.

Per quanto riguarda la resistenza a trazione nei calcestruzzi porosi, questa varia tra 1 MPa e 3.8 MPa, ed è ricavabile tramite una prova di trazione diretta, o in maniera diretta tramite le formule di conversione riportate su NTC 2018, ed è in funzione di numerosi parametri, tra cui il grado di consolidamento, la porosità ed il rapporto acqua-cemento (W/C). La Figura 10 [21] mostra la relazione esistente tra porosità e resistenza a trazione del calcestruzzo poroso (1 MPa = 145 psi).

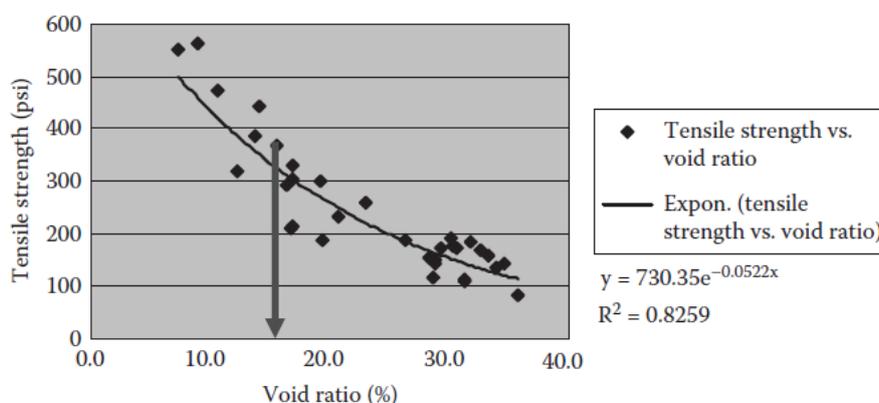


FIGURA 10 - RELAZIONE TRA RESISTENZA A TRAZIONE E POROSITÀ

2.2.4 RITIRO

Il ritiro del calcestruzzo drenante si sviluppa in tempi minori, ma comunque inferiori rispetto a quello del calcestruzzo convenzionale, a causa, probabilmente, del basso contenuto di legante e di malta nell'impasto. Esso si presenta in una piccolissima frazione durante la posa e il resto si sviluppa subito dopo e in tempi molto brevi rispetto al calcestruzzo ordinario. In virtù di questo

ritiro più basso e della struttura superficiale molti calcestruzzi drenanti sono realizzati senza giunti di controllo, consentendo la formazione di un sistema di fessurazioni casuali, le quali non hanno un significativo effetto sull'integrità strutturale della pavimentazione.

2.2.5 DURABILITÀ

La durabilità del calcestruzzo drenante si riferisce alla vita di servizio in determinate condizioni ambientali. Gli effetti fisici che influenzano negativamente la durabilità del calcestruzzo includono l'esposizione a temperature estreme e sostanze chimiche come solfati e acidi.

Una potenziale preoccupazione per le pavimentazioni porose nei climi freddi è la durata della sovrastruttura soggetta a cicli di gelo-disgelo (f-t). Il calcestruzzo standard avrà generalmente tra il 4% e l'8% di trasciamiento di aria nei pori microscopici, in una spaziatura dei pori inferiore a circa 0.25 cm. Questi parametri forniscono vuoti d'aria per l'espansione dell'acqua durante il processo di congelamento, riducendo le tensioni interne del calcestruzzo. Tuttavia, il calcestruzzo poroso è generalmente progettato per avere tra il 15% e il 35% di vuoti, i quali sono reciprocamente interconnessi e abbastanza grandi da consentire il passaggio dell'acqua. Quando questi pori sono eccessivamente saturi, non c'è spazio tra i vuoti in cui l'acqua possa espandersi, e questa produce forze di trazione interne al calcestruzzo. Lo strato di cemento sottile che tiene assieme gli aggregati non è abbastanza forte per resistere a queste forze di tensione e possono verificarsi scheggiature o fessurazioni. La resistenza a cicli di gelo-disgelo del calcestruzzo drenante in situ dipendono dal livello di saturazione dei vuoti nel calcestruzzo al tempo del congelamento. In situ, la caratteristica di avere un veloce deflusso nel calcestruzzo drenante impedisce il verificarsi della saturazione. Alcune prove effettuate direttamente in campo, suggeriscono che il calcestruzzo drenante coperto da uno strato di neve riesce ad eliminarla molto più rapidamente rispetto alle pavimentazioni convenzionali, perché i pori permettono che la neve si scioglia e si infiltri più rapidamente rispetto alle pavimentazioni in materiale tradizionale. È da notare che la macroporosità prodotta nel calcestruzzo drenante è nettamente differente dai microscopici pori che assicurano la protezione del legante nel calcestruzzo convenzionale in un ambiente soggetto a cicli di gelo e disgelo. La prova standardizzata ASTM-C666 non è indicativa di ciò che avviene in situ poiché i vuoti sono mantenuti saturi nella prova e perché il tasso di congelamento e di scioglimento è veloce. È stato rilevato che anche dopo 80 cicli di congelamento e di scioglimento lento (1 ciclo/gg) le miscele di calcestruzzo drenante mantengono più del 95% del loro modulo elastico dinamico, mentre le stesse miscele esaminate ad un tasso più veloce (5-6 ciclo/gg) hanno mostrato un modulo elastico dinamico inferiore al

50%. Ghafoori e Dutta nel 1995 non solo hanno constatato che l'energia di compattazione gioca un ruolo fondamentale nella resistenza ai cicli di gelo-disgelo, dato che all'aumentare dell'energia di compattazione, la resistenza f-t del calcestruzzo aumenta conseguentemente, ma anche che l'uso di un additivo areante nel mix design migliora la resistenza ai cicli di gelo-disgelo del calcestruzzo poroso. Oltre all'uso degli agenti areanti nel legante cementizio, è opportuno disporre, al di sotto del calcestruzzo drenante, quando si deve lavorare in questi ambienti con forti escursioni termiche, uno spessore minimo di 150 mm (eventualmente fino a 300-450 mm) di fondazione di aggregato lapideo drenante, come ad esempio pietra frantumata di diametro intorno ai 25 millimetri.

I prodotti chimici aggressivi nei terreni o nell'acqua quali gli acidi ed i solfati rappresentano un rischio per il calcestruzzo drenante simile a quello costituito per il calcestruzzo convenzionale, così come simili sono i meccanismi d'attacco. Tuttavia, la struttura porosa del calcestruzzo drenante può renderlo più suscettibile all'attacco, infatti questo materiale può essere usato nelle zone con terreni e/o acque di falda ad alto contenuto di solfati, soltanto se isolati da essi. Ad esempio, la posa del calcestruzzo drenante su di una fondazione di 150 millimetri di spessore, realizzato con aggregati lapidei di dimensione massima di 25 millimetri, fornisce alla pavimentazione oltre ad un volume aggiuntivo per lo stoccaggio della pioggia anche un isolamento per la pavimentazione stessa rispetto al terreno di sottofondo.

La maggior parte delle pavimentazioni in calcestruzzo drenante nelle settimane successive all'apertura al traffico subirà l'allontanamento degli aggregati superficiali; questi sfilandosi dalla loro posizione iniziale vengono espulsi a causa dei carichi di traffico. Dopo le primissime settimane la percentuale di superficie che perde aggregati si riduce considerevolmente e la pavimentazione diventa molto più stabile. Esistono, comunque, tecniche adeguate al trattamento ed il consolidamento superficiale che riducono lo sfilamento degli aggregati.

A causa della presenza di un grande volume di pori interconnessi di notevoli dimensioni nel materiale, il calcestruzzo permeabile è altamente efficace nell'assorbimento acustico. Il materiale può essere impiegato come mezzo per ridurre il rumore generato dall'interazione pavimentazione-pneumatici. La riduzione del rumore si verifica grazie ad una combinazione tra una generazione ridotta del rumore e un aumento dell'assorbimento acustico. Le pavimentazioni porose alterano la generazione del rumore riducendo al minimo il pompaggio di aria tra pneumatico e superficie stradale. Inoltre, i pori assorbono il suono attraverso l'attrito interno tra le molecole d'aria in movimento e le pareti dei pori.

Per stimare le caratteristiche di assorbimento acustico del calcestruzzo permeabile si fa riferimento al coefficiente di assorbimento, che costituisce una misura della capacità di un materiale di assorbire il suono. Un materiale con un coefficiente di assorbimento pari a 1 indica un materiale puramente assorbente, mentre un materiale con un coefficiente di assorbimento pari a 0 indica che il materiale è puramente riflettente. Il calcestruzzo normale, ad esempio, ha in genere un coefficiente di assorbimento da 0.03 a 0.05 [12]. Il calcestruzzo poroso ha tipicamente un intervallo di assorbimento da 0.1 (per miscele poco performanti) a quasi 1 (per miscele con volume e dimensioni dei pori ottimali). Poiché il coefficiente di assorbimento dipende dalla frequenza delle onde sonore che si infrangono, è importante selezionare uno spessore di calcestruzzo prefissato adeguato al fine di ridurre al minimo i suoni della frequenza desiderata. (l'intervallo 800-1200 Hz è il più percepito dall'orecchio umano).

2.3 FASE COSTRUTTIVA DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA POROSA

La costruzione di una pavimentazione in calcestruzzo poroso deve essere conforme alle decisioni ed alle specifiche progettuali al fine di fornire un prodotto finale che soddisfi le esigenze del committente e le normative locali. Così come disposto in [3], si raccomanda una consultazione pre-lavori o una stesa di prova della pavimentazione al fine di affrontare questioni come:

- Confermare che tutto il personale lavori e segua le decisioni progettuali prese in ultima fase e che tutte le revisioni siano documentate;
- Verificare che tutti i documenti e le presentazioni richieste siano state completate;
- Determinazione delle fasi della costruzione e la spaziatura dei giunti;
- Organizzazione dell'area di sosta per le attrezzature, i materiali, i rimorchi, le esigenze del personale e i requisiti di sicurezza;
- Organizzazione di un adeguato accesso per le betoniere e i camion che trasportano il calcestruzzo;
- Selezione della strumentazione ottimale di lavoro, in funzione delle dimensioni progettuali;
- Coordinamento delle ispezioni in loco e/o test sui materiali;
- Verificare con il fornitore dei requisiti del mix-design della miscela, della disponibilità del materiale e degli additivi, e del programma di consegna;
- Verificare che il fornitore, il personale dell'impianto di produzione del calcestruzzo e il personale addetto alle prove siano adeguatamente qualificati.

2.3.1 PRINCIPI GENERALI DI COSTRUZIONE

Le caratteristiche del calcestruzzo poroso impongono un processo di realizzazione notevolmente diverso da quello utilizzato per il normale calcestruzzo colato in opera. Il processo consiste nel versare, livellare, compattare e procedere immediatamente con la maturazione attraverso teli in materiale polimerico. Le apparecchiature utilizzate per la posa del calcestruzzo poroso includono barre spanditrici vibranti in combinazione con rulli livellatori, compattatori a piastra, casseforme scorrevoli, laser screed e macchine appositamente realizzate per il posizionamento. Non vengono impiegate le normali procedure di finitura del calcestruzzo. Indipendentemente dall'attrezzatura utilizzata, una pavimentazione drenante non può essere realizzata con successo se il calcestruzzo non presenta la giusta consistenza. Se troppo secco, crea problemi alla coesione e all'efficienza di idratazione della fase cementizia, mentre una miscela troppo umida fa sì che la pasta cementizia dreni su sé stessa, lasciando una struttura debole e intasando gli strati inferiori della pavimentazione; per evitare ciò e per mantenere la corretta consistenza della pasta cementizia vengono impiegati degli additivi quali stabilizzatori di idratazione, modificatori di viscosità e riduttori d'acqua.



FIGURA 11 - STESA DEL MATERIALE

Il basso contenuto d'acqua e la struttura porosa espongono le superfici della pasta ad una eccessiva evaporazione, per evitare questo fenomeno si richiede che la consegna del materiale ed il successivo posizionamento siano completati rapidamente in maniera tale che il telo per completare la maturazione possa essere posizionato entro i 20 minuti dalla stesa, sebbene questo intervallo temporale possa essere significativamente ridotto a seconda delle condizioni ambientali. La struttura porosa inoltre rende il calcestruzzo permeabile più sensibile alle basse temperature durante e dopo il posizionamento, dettando così un'attenzione maggiore alle pratiche di produzione del calcestruzzo alle basse temperature.

2.3.2 PREPARAZIONE DELLO STRATO DI BASE E FONDAZIONE

Il sottofondo è il letto sul quale è costruita la struttura della pavimentazione e può essere costituito sia da terreno proveniente dal sito di costruzione, sia da terreno di riporto. In alcuni casi, la pavimentazione sarà posata su di uno strato di fondazione realizzato in ghiaia “pulita” (solamente una classe dimensionale) o pietra frantumata, che può essere utilizzato come serbatoio di accumulo dell'acqua piovana. Se il terreno compattato del sito o quello di riporto presentano tassi di percolazione adeguati e la pavimentazione si trova in un'area non critica ai cicli di gelo-disgelo, potrebbe non essere necessario lo strato di fondazione. È sempre compito del progettista decidere lo spessore e l'eventuale presenza dei diversi strati della pavimentazione in base alle normative vigenti, alla permeabilità del suolo, al volume delle acque piovane, ai carichi di traffico previsti e all'applicazione della pavimentazione. In caso di scarse proprietà del terreno del sottosuolo, in termini di portanza e permeabilità, si inserisce non solo uno strato di roccia al di sotto della pavimentazione, avente la funzione di raccogliere le acque meteoriche diminuendone il deflusso superficiale, ma soprattutto si interpone uno strato geotessile tra lo strato di roccia ed il terreno opportunamente compattato. Il tessuto consente il passaggio all'acqua, ma evita che le particelle di materiale fino eventualmente asportate attraverso la risalita capillare occupino i pori, diminuendo l'efficienza dell'intero sistema. Uno strato di fondazione e sottofondo ben preparati e uniformemente compattati per tutto lo spessore sono essenziali per la realizzazione di pavimentazioni di qualità; infatti essi non devono risultare fangosi, saturi o congelati quando inizia il posizionamento e, per assicurare un supporto consistente da parte dello strato di fondazione si raccomanda di raggiungere un grado di compattazione pari al 90-95% della massima densità teorica stabilita attraverso la prova AASHTO T180. Inoltre, questi due strati dovrebbero essere inumiditi prima dell'inizio della posa del materiale. La mancata umidificazione dello strato di supporto può comportare nel tempo una riduzione della resistenza della pavimentazione e potrebbe portare a malfunzionamenti prematuri.

2.3.3 TRASPORTO DEL CALCESTRUZZO

Poiché il calcestruzzo poroso ha un basso contenuto d'acqua, è richiesta una speciale attenzione durante il suo trasporto e posizionamento. Il suo *slump* molto basso può causare scariche di materiale dalla betoniera ad una velocità molto inferiore rispetto a quella del calcestruzzo

convenzionale. Una miscela di calcestruzzo poroso per pavimentazioni dovrebbe essere scaricata completamente entro un'ora dalla fase iniziale di miscelazione. L'uso di additivi chimici ritardanti o di stabilizzatori dell'idratazione possono prolungare i tempi di scarico ad un'ora e mezza o più. Devono anche essere prese in considerazione determinate condizioni critiche come le elevate temperature dell'aria o la presenza di forte vento, che ne possono alterare le prestazioni finali.

2.3.4 POSA DEL CALCESTRUZZO

I metodi di costruzione e lo schema dei giunti devono essere preventivamente concordati tra appaltatore e progettista, così come prima dell'inizio dei lavori deve essere chiaramente mostrato nei disegni progettuali il posizionamento dei giunti e la sequenza da seguire nella fase di lavorazione. La posa del calcestruzzo poroso deve essere completata nel minor tempo possibile, poiché il materiale fresco esposto all'ambiente per un periodo di tempo significativo perderà l'acqua necessaria per l'idratazione e la conservazione della coesione della miscela. Questa essiccazione della pasta di cemento può portare alla perdita di forza e alla futura disintegrazione della superficie della pavimentazione.

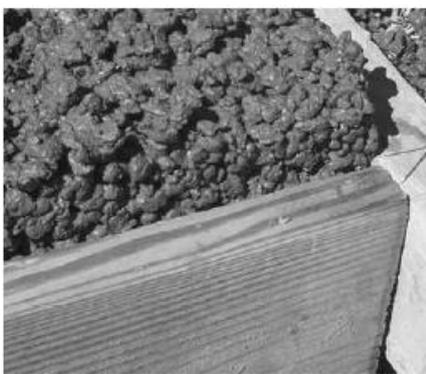


FIGURA 12 - POSA DEL MATERIALE AL'INTERNO DELLE CASSEFORME

Per la costruzione di una pavimentazione in calcestruzzo poroso possono essere utilizzate una varietà di tecniche di posizionamento che si differenziano in base alle specifiche del luogo di lavoro. Va notato che le miscele di calcestruzzo poroso non possono essere pompate, per questo l'accesso al sito deve essere una importante considerazione progettuale. Prima del posizionamento, la preparazione del sottofondo e delle casseforme deve essere controllata e ricontrollata e qualsiasi irregolarità, deformazione o disallineamento devono essere preventivamente corrette. Ogni carico di calcestruzzo deve essere ispezionato visivamente per

accertarne la consistenza e il rivestimento dell'aggregato. La consistenza rigida del calcestruzzo poroso rende non funzionale lo slump test per il controllo qualitativo, per questo i test sul peso unitario costituiscono la miglior metodologia per il monitoraggio della qualità e sono consigliati per ogni carico di materiale. Il posizionamento dovrebbe essere continuo e la stesa rapida, utilizzando casseri tradizionali (Figura 12), stagge meccaniche o manuali, e nell'eventualità anche casseformi scorrevoli tramite appositi macchinari di stesa, sebbene la stesa manuale può causare dei difetti superficiali se la miscela è troppo rigida. Per le pavimentazioni, ai fini della compattazione, si raccomanda di stendere il materiale per più di 15-20 mm sopra i casseri. Una tecnica adottata è quella di attaccare una striscia di legno temporanea sopra il cassero per portare l'impasto all'altezza desiderata. Dopo la stesa, le strisce vengono rimosse e il calcestruzzo viene compattato all'altezza del cassero. Con le stagge vibranti, occorre fare attenzione alla frequenza di vibrazione, la quale viene ridotta per evitare una eccessiva compattazione o chiusura della superficie permeabile, con conseguente ostruzione dei vuoti.

Il materiale impiegato per i casseri può essere legno, plastica o acciaio e devono essere spesse quanto lo strato della pavimentazione. Le casseforme devono essere sufficientemente resistenti e stabili per supportare le attrezzature utilizzate per la livellatura e la compattazione durante la stesa. Lo stato di fondazione ed il terreno devono essere compattati in accordo con le raccomandazioni del progettista. Tutte le casseforme devono essere adeguatamente pulite e, se necessario, rivestite con l'agente di rilascio appropriato. Il calcestruzzo, dopo che i casseri sono stati posizionati, deve essere depositato il più vicino possibile alla sua posizione finale. Questo avviene scaricando direttamente dallo scivolo del carrello del miscelatore sullo strato di fondazione o di terreno (Figura 13).



FIGURA 13 - SCARICO DIRETTO DALLA BETONIERA

Generalmente, in caso di scarico diretto dalla betoniera è possibile aggiungere una sola sezione di scivolo a quella già montata sul carrello del miscelatore, limitando la larghezza di stesa a 4.5

m. Per larghezze di stese maggiori ed in corrispondenza dei siti non facilmente raggiungibili dal miscelatore o dove deve essere ridotto al minimo il disturbo del suolo, è possibile utilizzare un nastro trasportatore (Figura 14).



FIGURA 14 - SCARICO ATTRAVERSO NASTRO TRASPORTATORE

Dopo che il calcestruzzo è stato depositato, dovrebbe essere distribuito con un rastrello per cemento o un attrezzo simile (Figura 15), prestando molta attenzione a ridurre al minimo i vuoti riempiti nel calcestruzzo mediante eccessiva vibrazione o camminando sul calcestruzzo plastico e contaminandolo con materiale deleterio.



FIGURA 15 - STESA DEL MATERIALE MEDIANTE APPOSITA STRUMENTAZIONE

2.3.5 STESA DEL CALCESTRUZZO

I metodi di stesa variano in base alle dimensioni del progetto. Per lavori di piccole dimensioni come passi carrai o per aree strette, è possibile utilizzare una staggia vibrante. Per lavori di grandi dimensioni, è possibile utilizzare una staggia intelaiata vibrante a bassa frequenza (Figura 11). È importante stendere il calcestruzzo il più rapidamente possibile, per questo la stesa a mano, in caso di superfici estese non è raccomandata, a causa di un'inadeguata velocità. Questo

processo richiede competenza e manodopera specializzata nella fase di dosaggio e stesa della miscela, poiché qualunque sia il metodo di compattazione o finitura utilizzato, la consistenza della miscela deve essere verificata in funzione del metodo scelto. Per agevolare il corretto posizionamento del calcestruzzo poroso, è possibile utilizzare strumenti per la finitura tradizionali come finitrici e pale. Bisogna prestare particolare attenzione quando si posiziona una lastra di calcestruzzo accanto ad una stesa del giorno precedente. L'ACI consiglia la seguente procedura:

- Togliere con cautela il telo per la maturazione che copre il posizionamento precedente per rivelare solo il bordo del pavimento, facendo attenzione a mantenere il posizionamento precedente il più possibile coperto. Si consiglia la nebulizzazione delle aree scoperte;
- Collocare un foglio protettivo sopra il posizionamento finito e lungo tutto il bordo;
- Versare il calcestruzzo fresco lungo il bordo della strisciata esistente;
- Stendere il calcestruzzo poroso appena posizionato all'altezza corretta e compattare i bordi, facendo attenzione a non rimaneggiare il posizionamento esistente;
- Continuare con finitura a rullo come al solito, giunti di allineamento con posizionamento precedente;
- Ricoprire il posizionamento esistente ed il nuovo con teli per la maturazione.

2.3.6 COMPATTAZIONE DEL CALCESTRUZZO

La compattazione viene generalmente ottenuta facendo rotolare sul calcestruzzo un rullo in acciaio (Figura 16), compattando il calcestruzzo per tutta l'altezza delle forme. A causa del rapido indurimento e degli alti tassi di evaporazione, i ritardi durante la fase di compattazione possono causare problemi; generalmente, si consiglia di completare la compattazione entro 15 minuti dal posizionamento.



FIGURA 16 - COMPATTAZIONE DEL MATERIALE

Lungo i bordi, per facilitarne la compattazione, può essere utilizzato un pestello manuale. Il rullo compatta gli aggregati in prossimità della superficie, portando ad una maggiore compattazione degli aggregati superficiali, ma diminuendo la permeabilità della superficie della futura pavimentazione. Il rullo deve passare da una forma all'altra ed essere abbastanza pesante da ottenere la compattazione necessaria; mediamente deve essere della dimensione necessaria per coprire la larghezza di una corsia pesando circa 227 kg. Negli spazi ristretti e per posizionamenti minori può essere utilizzato sempre un rullo, ma dalle dimensioni nettamente inferiori. In alcune aree potrebbe essere necessaria una compattazione supplementare, come ad esempio i raggi molto stretti di sterzata dei parcheggi. Poiché queste aree possono subire un maggior logorio dovuto a sollecitazioni maggiori a causa del transito dei veicoli, è consigliabile che queste aree ricevano una maggiore compattazione della superficie, nonostante questo significhi una perdita in termini di permeabilità superficiale. Alcune situazioni richiedono uno sforzo supplementare per garantire una pavimentazione di qualità. Quando la qualità della marcia è di primaria importanza, come nelle corsie di guida, la pavimentazione può essere livellata a croce per appianare le irregolarità verticali. In corrispondenza dei marciapiedi o ai bordi della pavimentazione, il materiale può essere lavorato per fornire un angolo più liscio e stretto. Questa operazione, se eseguita al momento sbagliato, può portare alla rottura della matrice e quindi un aumento del *raveling*. Dopo la stesa, la compattazione e la rifinitura dei bordi non devono essere eseguite altre operazioni di finitura.

2.3.7 GIUNTI

I giunti di contrazione, a volte indicati come giunti di controllo, aventi l'obiettivo di prevenire l'insorgenza di un sistema fessurativo casuale, devono essere installati così come indicato dalle disposizioni progettuali, sebbene la loro spaziatura sia maggiore (6-13.5 m) rispetto a quella adottata nelle pavimentazioni in calcestruzzo tradizionale poiché il calcestruzzo poroso presenta un minor ritiro. I giunti dovrebbero avere una profondità pari a 1/3-1/4 dello spessore della pavimentazione; sebbene sia raccomandato formare i giunti nel calcestruzzo fresco con utensili speciali, possono essere eseguiti anche tagli con seghe dopo che il calcestruzzo si è indurito. Le fessurazioni da ritiro si verificheranno sia nel calcestruzzo poroso che nel calcestruzzo convenzionale e possono verificarsi nei grandi posizionamenti anche prima che il calcestruzzo abbia avuto il tempo di maturare abbastanza per procedere con il taglio con la sega. Poiché il tempo di presa ed il ritiro sono accelerati nel calcestruzzo poroso, l'installazione dei giunti dovrebbe essere fatta subito dopo la compattazione. Uno strumento largamente utilizzato per la realizzazione dei giunti è costituito da un rullo compattatore con una scanalatura di almeno 1/4 dello spessore della lastra e con una massa sufficiente per far affondare la lama e tagliare in maniera pulita il giunto (Figura 17).



FIGURA 17 - REALIZZAZIONE DEL GIUNTO

In posizionamenti con ampie corsie, un giunto longitudinale può essere realizzato con il rullo di compattazione. In tutte le giunture effettuate con i rulli, la giunzione tra lama e rullo dovrebbe presentare un piccolo raggio concavo per ridurre i bordi squadrati nella parte superiore del giunto. I bordi squadrati hanno una maggiore tendenza a sgretolarsi al passaggio del carico veicolare.

Se i giunti di contrazione vengono realizzati mediante taglio, la procedura dovrebbe iniziare non appena il pavimento si è indurito a sufficienza per evitare danni alla superficie, rimuovendo solo il telo di copertura per tagliare le aree richieste. Dopo il taglio, le aree esposte devono essere bagnate con acqua, la quale allontana dai pori le particelle di materiale fino generate dal taglio e assicura che sia presente una sufficiente quantità per la maturazione; infine bisogna ricoprire immediatamente l'area esposta con un telo di protezione in polietilene non appena i tagli sono stati effettuati. In alcuni casi, le pavimentazioni in calcestruzzo poroso non sono giuntate, poiché la fessurazione casuale non è considerata come un malfunzionamento estetico, e non influisce direttamente sull'integrità strutturale della pavimentazione

2.3.8 FASE DI MATURAZIONE

La struttura porosa del calcestruzzo permeabile rende la fase di maturazione particolarmente importante a causa della maggiore superficie esposta all'aria (disidratazione). L'immediata protezione e maturazione del getto di calcestruzzo poroso è vitale per le prestazioni future dell'intera pavimentazione. In condizioni favorevoli di alta umidità e bassa velocità del vento, il materiale di copertura deve essere posizionato non più tardi di 20 minuti dopo il posizionamento del getto, mentre in condizioni ambientali più severe, il materiale di copertura deve essere posizionato molto prima. Il materiale di copertura generalmente, è costituito da un telo abbastanza robusto in polietilene, conforme ai requisiti della norma ASTM C171, di dimensioni sufficienti a coprire l'intera larghezza di una corsia (Figura 18).



FIGURA 18 - MATURAZIONE DEL MATERIALE

Le operazioni di stesa, compattazione e maturazione del getto devono essere effettuate il più vicino possibile per evitare che la superficie del calcestruzzo permeabile si asciughi eccessivamente. In presenza di condizioni ambientali avverse, come alte temperature, vento

forte o bassa umidità, un riduttore di evaporazione può essere spruzzato sulla superficie dopo le operazioni di stesa e prima della compattazione. La copertura in polietilene deve ricoprire completamente tutte le superfici esposte e deve essere ancorata al di fuori dei bordi della pavimentazione e in corrispondenza dei lembi per evitare l'eccessiva evaporazione dal calcestruzzo ed un eventuale spostamento dal vento; questo “bloccaggio” può avvenire attraverso barre di rinforzo, pezzi di legno o blocchi di calcestruzzo. Sporczia, sabbia o qualsiasi altro materiale granulare non devono essere sostare sopra la copertura in polietilene, in quanto possono cadere nei pori del calcestruzzo durante forti piogge o durante la rimozione della copertura stessa. Tutte le superfici della pavimentazione devono essere coperte correttamente. In caso contrario, potrebbero verificarsi sgranamenti delle aree esposte. Qualsiasi perdita di umidità, ad esempio il vento che entra sotto il telo, può essere dannosa per la corretta stagionatura e lo sviluppo della resistenza della pavimentazione. Per un'adeguata maturazione, la pavimentazione dovrebbe rimanere coperta per almeno 7 giorni per le miscele di calcestruzzo contenente legante cementizio e 10 giorni per le miscele di calcestruzzo che incorporano materiali cementizi supplementari come cenere volante o scorie d'altoforno. Durante la fase di maturazione non dovrebbe essere consentito alcun tipo di traffico sulla pavimentazione. In particolare, l'appaltatore non deve consentire lo stoccaggio di materiali di costruzione sulla superficie della pavimentazione in quanto questi materiali possono ostruire i pori o danneggiarla accidentalmente.

2.3.9 PROTEZIONE DURANTE LA MATURAZIONE

Dato che il calcestruzzo poroso è più sensibile alle basse temperature rispetto al calcestruzzo normale, le operazioni di costruzione può essere sospesa o coperta con teli in materiale polimerico quando la temperatura dell'ambiente sia nel giorno considerato, che in quello successivo, scende al di sotto dei 4 °C. A causa della rapida evaporazione causata da un'insufficiente quantità d'acqua per l'idratazione del cemento, l'acqua calda non deve essere utilizzata nel processo di dosaggio. Durante la maturazione, si devono prendere provvedimenti per proteggere il calcestruzzo poroso dal congelamento, mantenendo un adeguato livello di umidità per il tempo necessario a raggiungere i valori di resistenza prefissati. Durante un clima caldo, il trasporto, la sistemazione e la compattazione devono essere effettuati il più rapidamente possibile. È possibile applicare sulla superficie un ritardante d'evaporazione dopo la stesa per ritardare la perdita di umidità sulla superficie.

Per quelle pavimentazioni destinate al traffico veicolare, è generalmente raccomandato che la loro apertura al traffico (di costruzione o pubblico) avvenga dopo il settimo giorno di maturazione, e che tale maturazione, in condizioni ben controllate, continui ininterrotta fino all'apertura.

2.4 PROBLEMATICHE DEL CALCESTRUZZO POROSO

I grandi vantaggi legati alle questioni ambientali, economiche e strutturali sono stati la forza trainante della crescente applicazione del calcestruzzo drenante in tutto il mondo. Tuttavia, ci sono anche svantaggi e problemi che non sono stati completamente risolti, i quali ne impediscono l'uso e l'applicazione. La sua ampia diffusione nelle diverse applicazioni è stata limitata da informazioni inconsistenti e dall'assenza di standard uniformi che riguardino la durabilità ai cicli di gelo-disgelo, l'intasamento, la resistenza e l'appropriato utilizzo e dimensionamento. I principali svantaggi del calcestruzzo permeabile, elencati di seguito sono anche menzionati in letteratura (US EPA 1999):

- Il calcestruzzo drenante non riesce a gestire i carichi e i veicoli del traffico pesante a causa della sua bassa resistenza a compressione e a flessione;
- Il costo legato alla manutenzione e alla pulizia è elevato. Gli effetti legati all'intasamento delle pavimentazioni in calcestruzzo poroso ne condizionano in maniera significativa la capacità di drenaggio. La funzione di drenaggio può essere persa completamente se non si effettua una pulizia rapida ed efficace;
- La resistenza ai cicli di gelo-disgelo è minore del normale calcestruzzo;
- Sono presenti problemi di installazione; infatti è importante la corretta preparazione del sottofondo. Con materiali differenti del sottofondo, anche i livelli di compattazione cambiano. Un sottofondo con una superficie uniforme e stabile, un'umidità adeguata ed una sufficiente permeabilità costituisce la chiave per drenare l'acqua infiltrata attraverso la pavimentazione in calcestruzzo drenante. La compattazione eccessiva può anche causare il rigonfiamento del sottofondo;
- Effetti sull'ambiente circostante e sull'area sviluppata. I sedimenti mobili provenienti dalle aree circostanti o dai cantieri devono evitare l'ostruzione dei vuoti aperti;
- La protezione iniziale è importante per una maggiore vita di servizio della pavimentazione. Ad esempio, la pavimentazione in calcestruzzo poroso dovrebbe essere finita dopo che l'area adiacente è stata terminata senza consentire il traffico dei mezzi impiegati per la costruzione.

Il successo dei sistemi di pavimentazione drenante non è univoco. In alcune zone, i sistemi di pavimentazione in calcestruzzo permeabile sono stati applicati con successo, mentre in altre si sono intasati in breve tempo. Molti fallimenti possono essere attribuiti all'inesperienza del costruttore, ad una maggiore compattazione del suolo rispetto a quella specificata e alla

progettazione impropria del sito. Affinché una pavimentazione stradale assolva pienamente alle funzioni per cui è stata progettata:

- La permeabilità del suolo deve essere verificata ed essere all'interno di un preciso range riportato all'interno dei capitolati o proveniente dalle conoscenze empiriche dell'impresa realizzatrice del manufatto;
- La pavimentazione in calcestruzzo poroso non dovrebbe entrare in servizio fino a quando tutti i terreni circostanti che drenano verso di essa sono stati stabilizzati con la vegetazione. Sono essenziali severi controlli dell'erosione e dei sedimenti durante qualsiasi attività di costruzione al fine di evitare che il sistema si intasi;
- Il traffico di costruzione (principalmente veicolare) deve essere indirizzato lontano la pavimentazione permeabile durante la sua costruzione per evitare la compattazione degli strati del terreno sottostante e la conseguente perdita di capacità di infiltrazione.

In passato, le installazioni delle pavimentazioni in calcestruzzo poroso hanno avuto un tasso di difetti relativamente alto, attribuito a un dimensionamento scadente, a tecniche di costruzione inadeguate e soprattutto, ad una scarsa manutenzione. Negli ultimi anni sono stati fatti grandi progressi nell'incrementare le proprietà meccaniche, la durabilità ai cicli di gelo-disgelo e lo sviluppo di adeguate tecniche di costruzione [23].

Il potenziale ecocompatibile combinato con una maggiore sicurezza del traffico promuove il calcestruzzo permeabile come materiale principale utilizzato per la costruzione di parcheggi e superfici stradali; tuttavia, si potrebbe ottenere una più ampia applicazione del calcestruzzo permeabile attraverso la mitigazione dei seguenti rischi [24]:

- Rischio di intasamento da materiale organico e inorganico con la conseguente riduzione della permeabilità idraulica;
- L'alta percentuale di superficie del materiale esposta agli agenti ambientali aumenta il rischio di perdita di integrità strutturale a causa della ridotta durata.

Sebbene l'impiego del calcestruzzo poroso abbia visto, di recente, un'enorme crescita, principalmente nelle zone meridionali degli Stati Uniti d'America, rimangono comunque delle sfide da affrontare. Tra le principali sfide vi sono i problemi di resistenza e durabilità, la manutenzione, in particolare l'intasamento, i problemi di costruibilità, le restrizioni sui veicoli pesanti e i costi. I difetti prematuri che hanno colpito il settore possono spesso essere collegati ad uno scadente mix design: i mix erano carenti nella quantità del legante cementizio, inoltre,

l'uso del calcestruzzo permeabile nei rigidi climi settentrionali è stato ostacolato dalla mancanza di un mix design resistente ai cicli di gelo-disgelo. Quindi, per superare queste sfide si richiede un approccio razionale allo sviluppo di strategie di progettazione, costruzione e manutenzione [18].

Quando la pavimentazione è sottoposta a determinate condizioni di carico, il calcestruzzo permeabile, costituito da aggregati di singole dimensioni, trasferisce la tensione attraverso l'aggregato alla pasta di cemento. Generalmente, la resistenza dell'aggregato in sé è elevata se confrontata con quella della pasta o l'interfaccia aggregato-pasta. Quindi, per migliorare la resistenza del calcestruzzo permeabile, deve essere migliorata la resistenza della pasta e dell'interfaccia tra l'aggregato e la pasta. Questi miglioramenti possono essere ottenuti utilizzando rapporti W/C più bassi, con aggregati di piccole dimensioni e adeguati additivi, nonché alterando il processo di miscelazione.

2.4.1 INTASAMENTO

Le pavimentazioni permeabili si intasano nel tempo a causa delle particelle solide che vengono trattenute e vi si accumulano, trasportate dall'afflusso di acqua piovana contenente sostanze solide sospese come sporcizia, sabbia fine e detriti, i quali possono portare ad una graduale riduzione della capacità di drenaggio o permeabilità dei calcestruzzi porosi usati come strato superficiale delle pavimentazioni stradali o nei lotti dei parcheggi (Figura 19).



FIGURA 19 - ESEMPI E CONSEGUENZE DELL'INTASAMENTO DELLA PAVIMENTAZIONE

L'acqua piovana che percola all'interno della matrice porosa porta con sé una serie di particelle solide e tale problematica è accentuata dal traffico che le rompe in particelle più fini, queste particelle riempiono e bloccano gli spazi vuoti, consentendo ulteriori accumuli di materiale fine. Una volta che la pavimentazione si è asciugata, le particelle accumulate formano una crosta dura che sigilla i vuoti [25]. Questi processi causano l'inondazione superficiale e il ristagno

dell'acqua poiché il tasso di infiltrazione diventa inferiore all'intensità dell'evento meteorico. I materiali che causano il fenomeno dell'intasamento includono i sedimenti (sabbia, limo, argilla) che potrebbero essersi erosi dalle aree circostanti, i detriti dalle superfici stradali o da altre aree, le quali vengono trasportate e depositate dai veicoli, le piccole particelle provenienti dalla pavimentazione stessa derivanti dall'usura superficiale o da un altro meccanismo di degrado e la materia organica dalla vegetazione circostante, come fogliame o terriccio. Diversi studi in laboratorio, in condizioni di prova controllate, hanno indagato il potenziale di intasamento che hanno i diversi tipi di sedimenti. Alcuni osservarono che le particelle di sabbia grossolana non riducevano significativamente la permeabilità poiché a queste grandi particelle veniva impedito di entrare nei pori superficiali [26]. Tuttavia, si è rilevato che la sabbia causa una significativa riduzione della permeabilità, mentre l'argilla limosa a grana fine non produce nessun effetto [27]. La combinazione di argilla limosa e sabbia causa le riduzioni più elevate in termini di permeabilità, mediante un intasamento completo dopo un piccolo numero di cicli. Questo è dovuto alla più ampia distribuzione delle dimensioni delle particelle che ne aumenta la probabilità di ritenzione e la natura coesiva dell'argilla porta ad una maggiore interazione superficiale e all'adesione tra le particelle. I risultati dei diversi studi non sono sempre coerenti tra loro e questo può essere attribuito alle differenze del materiale intasato, alla diversa struttura dei pori dei campioni testati, alle condizioni di esposizione e ad altre variabili. L' ACI afferma che il potenziale di intasamento è maggiore quando la dimensione delle particelle sedimentate è prossima alla dimensione dei pori del calcestruzzo permeabile. L'intasamento non si verifica ad una singola profondità all'interno del calcestruzzo permeabile; lo schema di deposizione effettivo dipenderà dalla dimensione delle particelle che si intasano in relazione alla dimensione dei pori del calcestruzzo permeabile. Particelle molto più grandi dei pori si manterranno sulla superficie superiore, formando una coperta come strato di deposizione. Particelle molto fini come il limo e l'argilla possono essere trasportate attraverso la matrice, ma possono causare l'intasamento quando si depositano tra le restrizioni dei pori o nella parte inferiore della pavimentazione, all'interfaccia aggregato-fondazione o aggregato-suolo [28] e [29]. Tra gli strati si potrebbe inserire un tessuto geotessile al fine di impedire il trasferimento di materiale fine, o anche come filtro per migliorare la qualità dell'acqua [30], ma l'accumulo di solidi sul tessuto aumenterebbe il rischio di intasamento, riducendo così i tassi di infiltrazione [31], [32] e [33]. Da non dimenticare che l'intasamento della pavimentazione accelera la degradazione causata dai cicli di gelo-disgelo.

2.4.2 MANUTENZIONE ORDINARIA

In passato, la manutenzione è stata una delle principali cause della mancata diffusione del calcestruzzo poroso, dal momento che l'intasamento dei pori della matrice cementizia o del sottofondo non consentono un efficace drenaggio delle acque meteoriche. Pertanto, se l'acqua piovana non è in grado di drenare attraverso lo strato di calcestruzzo permeabile alla velocità di progetto, il materiale non può più essere considerato permeabile, le supposizioni sui benefici progettuali non sono più valide e la pavimentazione non "funziona" come dovrebbe. Affinché una pavimentazione drenante lavori bene è necessario eseguire la manutenzione ad intervalli regolari. Se la pavimentazione si trova in un ambiente aggressivo, come un'area costiera o un qualunque posto caratterizzato da un grosso accumulo di materiale fine, potrebbe essere necessario eseguire questa manutenzione più frequentemente. È compito di un professionista qualificato come un ingegnere, il quale deve ispezionare periodicamente la pavimentazione, determinare un programma di manutenzione appropriato al fine di certificare se essa funziona correttamente o se è necessaria la pulizia. La seguente tabella rappresenta un programma di manutenzione, così come disposto da [3].

TABELLA 3 - POGRAMMAZIONE DELLA MANUTENZIONE

Attività	Programmazione
Assicurarsi che l'area della pavimentazione sia libera da detriti e sedimenti	Mensile
Aspirazione a vuoto per mantenere la superficie libera dai sedimenti	In caso di bisogno
Ispezione della superficie per eventuali deterioramenti	Annuale

I progettisti devono tener conto del potenziale intasamento della pavimentazione in calcestruzzo poroso nel loro progetto di drenaggio. Nel settore privato in cui la manutenzione può non essere eseguita, il progettista può considerare un fattore di sicurezza per tener conto dell'eventuale intasamento e della conseguente riduzione della permeabilità della pavimentazione. Il progettista di una pavimentazione in calcestruzzo poroso può ridurre il potenziale di intasamento garantendo che nelle disposizioni progettuali:

- Le aree circostanti siano ad una quota inferiore rispetto alla quota di progetto della pavimentazione; e se questo non può avvenire si cerca o di ridurre al minimo la pendenza delle aree limitrofe o di includere un cordolo che isoli le aree a quota maggiore;
- Sia ridotta al minimo l'erosione del suolo delle aree disturbate, infatti si evita il terreno spoglio e si raccomanda l'uso di terreni coperti da vegetazione;
- Sia impedito il transito dei veicoli sulla pavimentazione da aree non asfaltate;
- Si limiti la quantità di acqua piovana che scorre sul calcestruzzo poroso dalle pavimentazioni adiacenti convenzionali (non permeabili) e dalle aree circostanti, a meno che non si possa dimostrare che:
 - Il volume di acqua proveniente dalla pavimentazione tradizionale sarà privo di sedimenti;
 - Il sottofondo permeabile è stato progettato per accogliere l'acqua proveniente da diversi bacini;
 - È disponibile una sufficiente superficie di calcestruzzo poroso per catturare foglie, rifiuti o altri detriti che potrebbero ostruire prematuramente il calcestruzzo permeabile tra i periodi di manutenzione ordinaria.

2.4.3 RIPARAZIONI

Le asperità della pavimentazione, eventualmente presenti, possono essere rimosse attraverso una smerigliatrice che taglierà nel mezzo l'aggregato esponendone direttamente la superficie e modificando l'aspetto della pavimentazione. I piccoli fori devono essere rappezzati con una miscela aggregata/epossidica o cemento modificato con lattice. Per abbinare l'aspetto della superficie della pavimentazione, l'aggregato può essere rivestito con cemento umido e fatto maturare prima del rattoppo. I fori più grandi devono essere rattoppati con calcestruzzo poroso, costituito nelle proporzioni, dalla stessa miscela della superficie originale. Nell'applicare un rattoppo, è altamente improbabile che il colore del rattoppo corrisponda al materiale della superficie originale, a tal motivo, per assicurare un legame adeguato tra la vecchia superficie e quella nuova, possono essere utilizzati degli agenti leganti epossidici o del cemento modificato con lattice. Nel caso di sezioni sottili non legate ai diversi strati, il rattoppo potrebbe non rimanere intatto al passaggio dei veicoli, per questo, è sempre raccomandato un intervento di riparazione lungo tutta la profondità della pavimentazione. Nel caso in cui venga tagliata una

sezione di calcestruzzo poroso, è necessario eseguire una riparazione completa su tutta la profondità. Questo significa la rimozione di una sezione quadrata della larghezza di una corsia, in modo tale che il nuovo materiale sia abbastanza esteso da mantenere la sua integrità strutturale sotto il carico veicolare.

Il mantenimento delle pavimentazioni in calcestruzzo permeabile consiste principalmente nel rimuovere i detriti accumulati. Due metodi di manutenzione comunemente accettati sono il lavaggio in pressione e l'aspirazione con il vuoto. Il lavaggio in pressione può forzare alcuni detriti verso il basso attraverso la superficie del pavimento; questo metodo è efficace, ma bisogna fare attenzione a non usare troppa pressione, poiché potrebbe danneggiare il calcestruzzo poroso. Una piccola sezione del pavimento deve essere lavata in pressione usando diverse pressioni dell'acqua, al fine di determinare la pressione appropriata per la pavimentazione data. L'aspirazione rimuove contaminanti e detriti estraendoli direttamente dai vuoti del pavimento. Lo schema più efficace, tuttavia, è quello di combinare le due tecniche, con l'aspirazione a vuoto dopo il lavaggio a pressione.



FIGURA 20 - MACCHINARIO PER L'ASPIRAZIONE A VUOTO

La frequenza raccomandata per la manutenzione varia da a almeno una volta all'anno [34] da due a quattro volte all'anno [35] e [36], a seconda del sito e delle condizioni meteorologiche. Una più frequente manutenzione è richiesta nelle aree soggette ad alte concentrazioni di detriti e tassi di deposito. L'efficacia del lavaggio in pressione, dell'aspirazione e della combinazione di queste tecniche per ripristinare la capacità di infiltrazione del calcestruzzo permeabile intasato è stata approfondita in un certo numero di studi. I diversi risultati, ottenuti nei diversi studi

possono essere attribuiti alle differenze del calcestruzzo permeabile (mix design, tecnica di costruzione, omogeneità, età ecc.), all' utilizzo della pavimentazione, al materiale e al processo che genera. I risultati suggeriscono che queste tecniche di manutenzione possono spesso ripristinare la permeabilità o almeno in parte, anche se la fattibilità economica e pratica è discutibile. Tuttavia, lo spazzamento meccanico non è generalmente un approccio consigliato perché spinge le particelle maggiormente verso l'interno della pavimentazione invece che rimuoverle. La spazzatura con il vuoto è più rapida del lavaggio in pressione, ma estrae solamente le particelle vicine alla superficie della pavimentazione [37] e [38]. Secondo le disposizioni riportate in [3] i sistemi più efficienti di pulizia utilizzano la spazzatura a vuoto seguita dal lavaggio in pressione, così come dimostrato in seguito da numerosi studi. Tuttavia, va notato che tali pratiche di manutenzione non fanno recuperare completamente i tassi di infiltrazione iniziali. L'efficacia della manutenzione dipende anche dalla quantità e dalla posizione ove si verifica l'intasamento. Nel caso di pavimentazioni intasate con particelle di sabbia grossolana depositate sulla superficie, l'aspirazione, il lavaggio in pressione o una combinazione di entrambe ne migliora la permeabilità; se il calcestruzzo permeabile è ostruito con particelle di sabbia limo-argillosa all'interno della matrice o verso la base del campione, i metodi di pulizia tradizionali non sono efficaci [28]. La manutenzione deve essere regolare, altrimenti l'intasamento si verificherà in un tempo tale da rendere tale manutenzione inefficace. La manutenzione non ripristina completamente i tassi di infiltrazione ai valori iniziali; anche se eseguita regolarmente le prestazioni del calcestruzzo permeabile diminuiranno nel tempo a livelli inaccettabili a causa dell'ostruzione cumulata nel tempo.

2.5 POSSIBILI APPLICAZIONI DEL CALCESTRUZZO POROSO

Sebbene non sia una tra le tecnologie costruttive più recenti il calcestruzzo poroso sta rivivendo un rinnovato interesse grazie soprattutto alle legislazioni locali sul miglior utilizzo delle acque meteoriche. L'elevata portata d'acqua che può drenare attraverso la matrice porosa del materiale consente di catturare le precipitazioni e di percolarle nel terreno, portando ad una serie di benefici precedentemente elencati, tra i quali si ricordino la riduzione del deflusso superficiale delle acque piovane durante l'evento meteorico e la ricarica della falda freatica, oltre che i notevoli miglioramenti sul livello qualitativo delle acque reimmesse nel corpo idrico. Questa unica capacità da parte del calcestruzzo poroso offre numerosi vantaggi per l'ambiente, le agenzie pubbliche e i proprietari delle costruzioni, controllando le acque piovane direttamente sul posto e allontanando così, il problema del deflusso, soprattutto nelle aree urbane o dove il valore di mercato del terreno è molto alto. A seconda delle normative locali e dell'ambiente circostante, una pavimentazione in calcestruzzo poroso e il sottostante strato di fondazione in misto granulare o in misto cementato, possono fornire un notevole volume per lo stoccaggio dell'acqua, eliminando la necessità di stagni di ritenzione e altre opere per il contenimento. Ciò consente un impiego più efficiente e sostenibile della terra e costituisce uno dei motivi per cui il calcestruzzo poroso sta riguadagnando un notevole interesse. Altre applicazioni che sfruttano l'elevata portata che può passare attraverso la pavimentazione sono rappresentate da parcheggi, campi da tennis, serre e strati di base permeabili sotto le pavimentazioni di tipo rigido. La sua elevata porosità fornisce anche altre utili vantaggi: è termicamente isolante e ha buone proprietà acustiche. Tutte le possibili applicazioni del materiale, dal campo edilizio a quello infrastrutturale sfruttano i suoi vantaggi; tuttavia, per ottenere questi risultati, è necessario che le particolarità relative al mix design e ai dettagli costruttivi in fase di installazione siano eseguiti e realizzati con cura.

Il calcestruzzo poroso, come strato superficiale, ovvero quell' elemento all'interno della composizione stratigrafica della pavimentazione, posto a diretto contatto con gli agenti atmosferici ed il carico circolante, veicolare e non, viene impiegato principalmente nella realizzazione di:

- Parcheggi
- Strade
- Piste ciclabili

Nella seguente tabella vengono riportati gli spessori generalmente utilizzati per i vari strati, in funzione dell'applicazione richiesta alla pavimentazione. Le lettere h e H fanno riferimento al disegno della sezione trasversale in Figura 21:

- h: spessore dello strato superficiale in calcestruzzo poroso
- H: spessore dello strato di fondazione in misto granulare

TABELLA 4 - DIMENSIONI TIPICHE DEGLI STRATI

Applicazione	Altezza strato [cm]	
	h	H
Parcheggi	h	15- 20
	H	15 - 20
Strade	h	20
	H	30 - 50
Piste ciclabili	h	10
	H	0 - 15

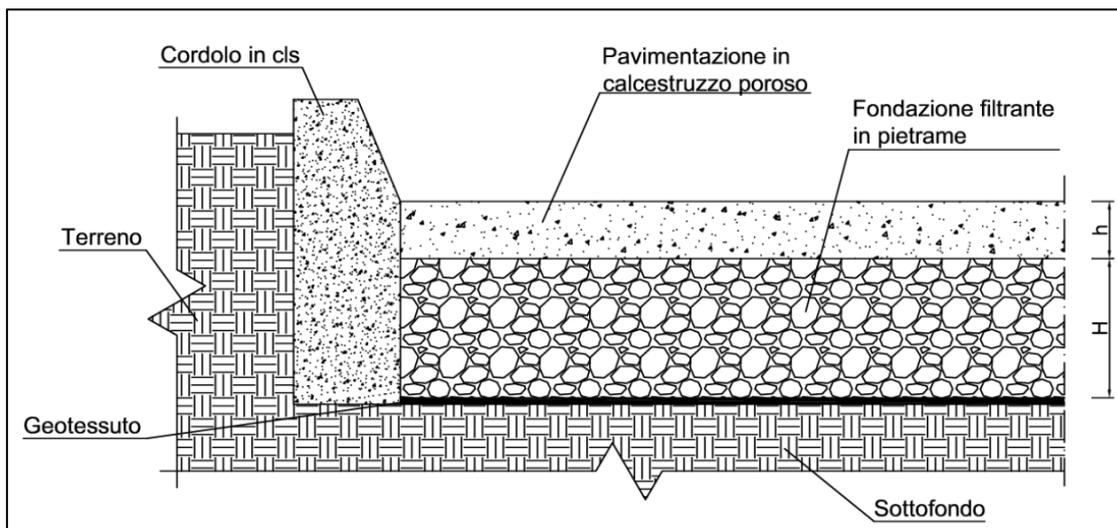


FIGURA 21 - SEZIONE TRASVERSALE DELLA PAVIMENTAZIONE

2.5.1 PARCHEGGI

L'idea si è sviluppata come mezzo per gestire le enormi quantità di acqua che scorrono in un parcheggio durante un evento meteorico; il calcestruzzo permeabile permette all'acqua di penetrare nel terreno al di sotto la pavimentazione.

La progettazione della pavimentazione in un'area adibita alla sosta delle autovetture, così come descritto nel quadro normativo italiano di natura urbanistica [47], [48], [49] e [50] e di natura geometrica [51] e [52] deve tener conto non solo dell'opportuna inclinazione delle falde per il corretto convogliamento dell'acqua eventualmente presente sulla superficie, ma soprattutto deve essere fatta prendendo in considerazione dei criteri idrologici da seguire in fase di progetto, al fine di determinare lo spessore dello strato di fondazione (funzione di serbatoio di accumulo dell'acqua) e il diametro del tubo di drenaggio perforato (avente la funzione di aumentare la velocità di drenaggio dell'acqua all'interno della pavimentazione e abbassare ulteriormente il livello della falda) eventualmente presente. In Figura 22 viene mostrata una rappresentazione schematica della sezione tipo di una PCC in un parcheggio, in cui si è scelto di inserire la tubazione di drenaggio.

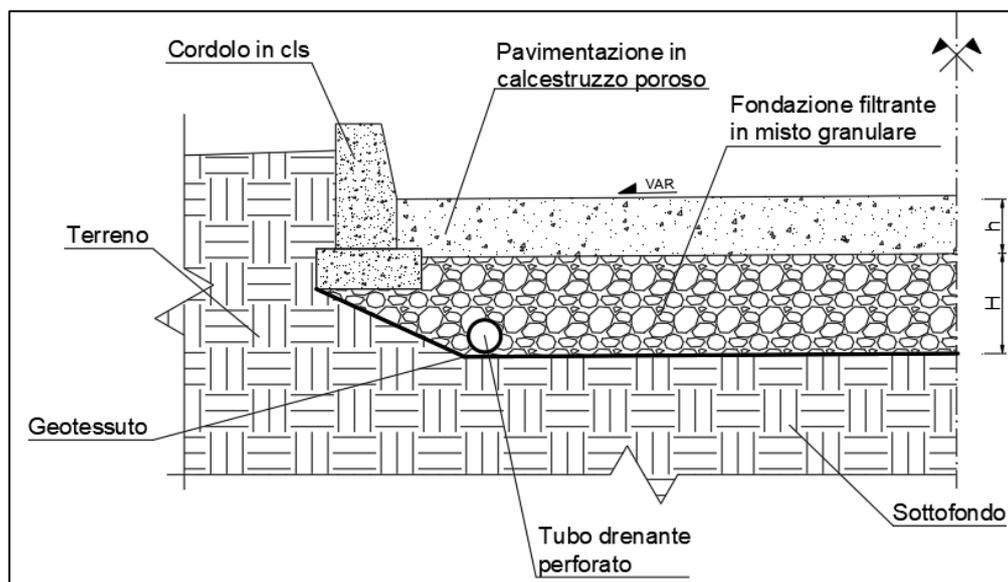


FIGURA 22 - SEZIONE TRASVERSALE DI UN PARCHEGGIO

2.5.2 STRADE URBANE

L'utilizzo in ambito stradale, come strato drenante, riguarda principalmente:

- Strade urbane;
- Piste ciclabili.

In entrambe le categorie, sebbene le caratteristiche di drenaggio siano comunque richieste, i requisiti di resistenza possono variare a seconda della posizione del materiale nella sezione della pavimentazione. Il calcestruzzo drenante in queste applicazioni è generalmente meno resistente e viene utilizzato in combinazione con un tessuto geotessile. Così come viene fatto per i parcheggi, sarà compito del progettista decidere in che modo la pavimentazione drena l'acqua che si accumula durante l'evento meteorico, ovvero:

- Accumulare l'intero volume d'acqua dell'afflusso attraverso la pavimentazione porosa per poi farla filtrare nel terreno sottostante in un tempo maggiore al tempo di pioggia, sempre considerando le caratteristiche di compattazione e di permeabilità del terreno sottostante;
- Inserire un tubo di drenaggio per accelerare il processo ed evitare che l'acqua ristagni sulla pavimentazione, non facendola funzionare e rendendo vano il motivo di tale installazione.

Per quanto riguarda le piste ciclabili, nella loro progettazione si fa riferimento al [53], ove sono riportate tutte le prescrizioni da seguire nella fase di progettazione plano-altimetrica del tracciato. In Figura 23 viene riportato l'esempio, con le opportune dimensioni del piano viario, del caso di una pista bidirezionale in sede propria con la stratigrafia delle pavimentazioni drenanti in calcestruzzo poroso e il sistema di raccolta posto al centro della pista, dove l'acqua viene fatta convogliare con una pendenza interna massima del 2%, con la presenza dei pozzetti di ispezione prefabbricati ogni 25 m protetti da griglia, la quale, così come riportato in [53] non deve presentare elementi principali di raccolta né paralleli all'asse delle piste stesse, né elementi trasversali tali da determinare difficoltà di transito ai ciclisti.

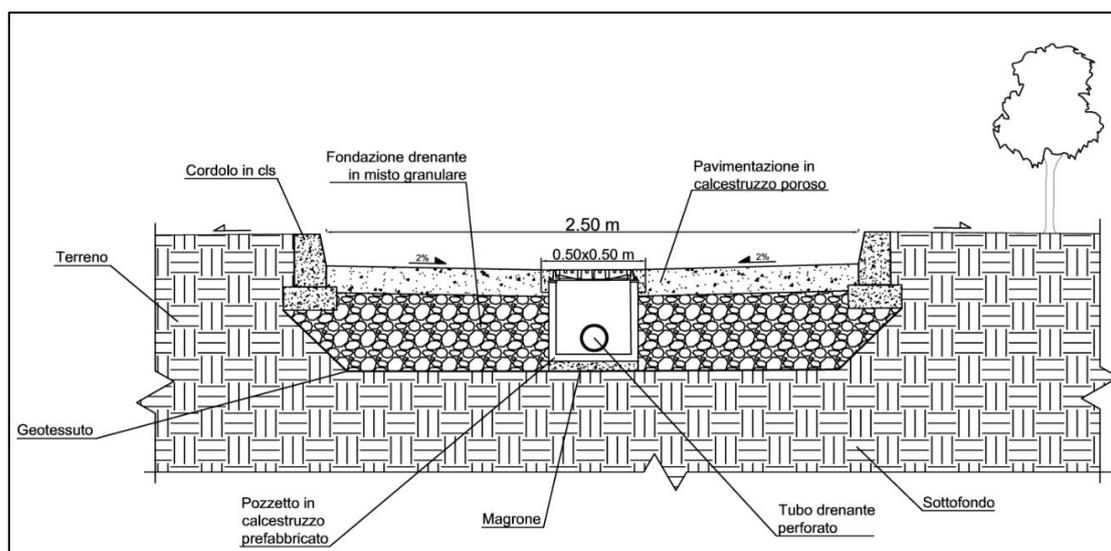


FIGURA 23 - SEZIONE TRASVERSALE DI UNA PISTA CICLABILE

2.6 ESEMPIO DI VALUTAZIONE COSTI/BENEFICI

La LCCA è un metodo di valutazione che consente di determinare il costo globale di un prodotto, considerando in suo intero ciclo di vita. Rappresenta una tecnica di analisi utilizzata per valutare l'efficienza economica complessiva a lungo termine tra opzioni di investimento alternative e concorrenti tra loro (pavimentazioni stradali). È basata su principi economici ben fondati e identifica la migliore strategia di intervento fornendo le prestazioni attese al costo più basso durante il periodo di analisi. Nella fase progettuale e decisionale è indispensabile impiegare questo metodo di analisi poiché le diverse alternative di pavimentazione, in funzione di come sono state progettate, costruite e in base al materiale utilizzato, si comporteranno in maniera diversa durante la loro vita di servizio e soprattutto perché dei progetti equivalenti non sono sempre realizzabili. L'LCCA confronta i costi totali attualizzati di ogni alternativa su di un preciso periodo di analisi, al fine di minimizzare l'onere finanziario dell'infrastruttura sui contribuenti, dal momento che la mancata contabilizzazione dei costi per tutta la durata di servizio della pavimentazione potrebbe comportare un onere o un deficit di bilancio maggiori in futuro, così come mostrato nei seguenti grafici elaborati dal Dipartimento dei Trasporti della Louisiana (2003), i quali mostrano come variano i costi iniziali di costruzione e i costi del ciclo di vita delle due diverse alternative (pavimentazione in conglomerato bituminoso e calcestruzzo) all'aumentare dell'AADT.

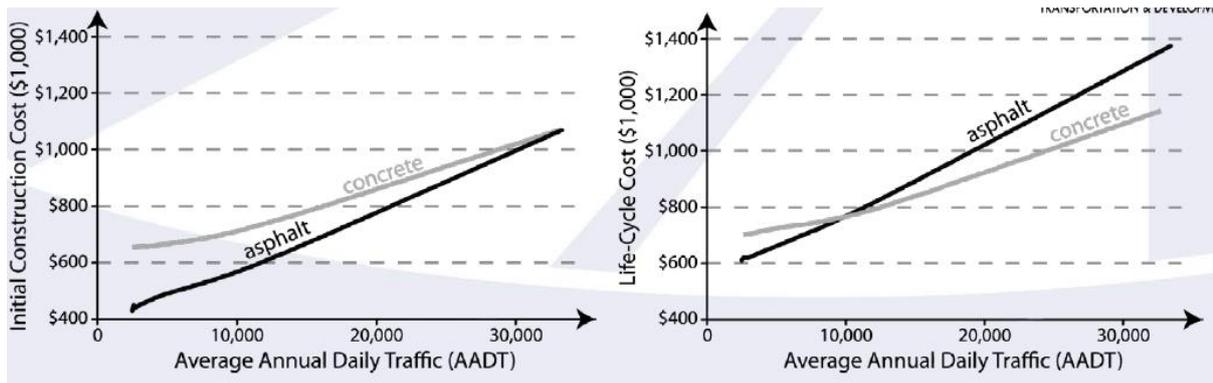


FIGURA 24 - RELAZIONE TRA COSTI INIZIALI E AADT PER LE DIVERSE ALTERNATIVE DI SCELTA

Sapendo che il costo globale di un bene durevole è rappresentato, oltre che dal prezzo di acquisto, da tutte le spese che occorre sostenere per la sua utilizzazione, nel corso della sua vita utile, nella sua formulazione più estesa comprende anche il valore residuo, positivo o negativo, che il bene possiede al termine della vita utile.

L'idea alla base dell'impiego della LCCA è che le decisioni in merito ad un certo investimento dovrebbero essere effettuate considerando tutti i costi inerenti al prodotto, e non solo quelli iniziali relativi alla sua produzione. Il suo impiego viene suggerito anche da [54]. In letteratura sono presenti un numero considerevole di studi sull'applicazione dell'analisi dei costi del ciclo di vita (LCCA), sull'analisi del ciclo di vita (LCA) e sulle valutazioni di sostenibilità, i quali forniscono informazioni e risultati utili per aiutare l'ingegnere nella scelta di un determinato tipo di pavimentazione. Le LCCA e LCA nella fase di progetto di una infrastruttura aiutano le parti direttamente interessate a gestire le implicazioni derivanti dai costi e le considerazioni sulla sostenibilità ambientale in base alla vita di progetto utilizzando le metodologie sulla valutazione dei costi progettuali e gli standard ISO.

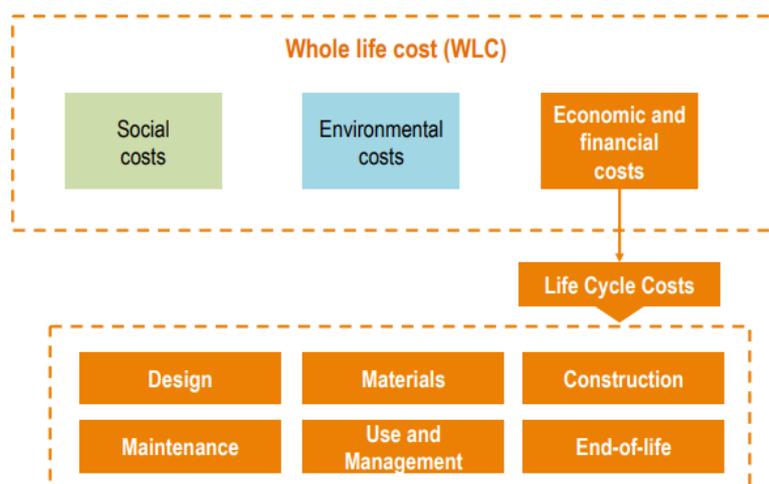


FIGURA 25 - RAPPRESENTAZIONE LCCA

Step del LCCA [57]:

- Selezionare il *periodo di analisi*
 - Il periodo di analisi è il lasso di tempo in cui vengono confrontate le strategie o i trattamenti alternativi; esso deve comprendere il periodo iniziale della prestazione e almeno una attività principale di conservazione/riabilitazione;

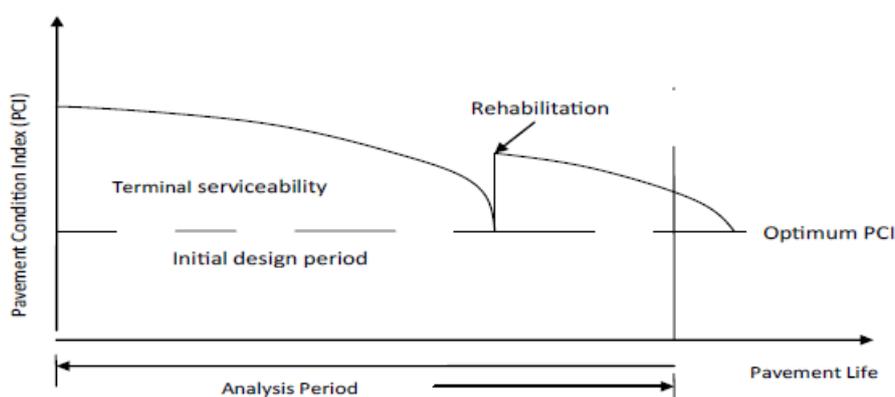


FIGURA 26 - DECADIMENTO DELLE PRESTAZIONI DELLA PAVIMENTAZIONE NEL TEMPO

- L'FHWA raccomanda un periodo di analisi di almeno 35 anni per tutti i tipi di pavimentazione.
- Scegliere un *tasso di interesse i*
 - In questi metodi viene utilizzato il tasso di interesse reale

$$d = \frac{1 + i_{int}}{1 + i_{inf}} - 1 \quad (2)$$

sapendo che un basso tasso di interesse favorisce costi iniziali elevati, ma opzioni di costo future minori; al contrario, un alto tasso di interesse favorisce costi iniziali più bassi, ma opzioni di costo future più elevate

- Stimare i *costi iniziali* dell'opera
 - Devono essere presi in considerazione solo i costi iniziali diversi tra le varie alternative per alternative ragionevolmente simili;
 - I costi della pavimentazione includono voci come la preparazione del terreno, dello strato di fondazione, dello strato di base e quello superficiale, incluso il costo della manodopera e delle attrezzature utilizzate.

- Stimare i *costi di utilizzazione*, ovvero i costi sostenuti dagli utenti durante il periodo di analisi, tra i quali:
 - Costi legati alle zone di lavoro: incorsi durante le chiusure delle corsie e altri periodi di costruzione, conservazione/riabilitazione e lavori di manutenzione.
 - Costi del veicolo: incorsi durante il normale utilizzo della strada.
 - Ritardi dovuti a problemi di capacità: Principalmente legati alla domanda del traffico che eccede la capacità dell'infrastruttura;
 - Incidenti: danni al veicolo dell'utente/dell'altro e/o proprietà pubblica o privata.
- Stimare i *costi futuri*
 - Le attività future dipendono dalla progettazione iniziale della pavimentazione.
 - Bisogna considerare sia i costi di manutenzione che quelli di conservazione/riabilitazione e la relativa tempistica.
- Stimare il *valore residuo*
 - Definito in uno di questi modi:
 - Il valore netto che la pavimentazione avrebbe avuto sul mercato, se venisse riciclata alla fine della sua vita di servizio;
 - Il valore della rimanente vita di servizio al termine del periodo di analisi;
 - Il valore della pavimentazione esistente come supporto per una copertura alla fine del periodo di analisi.
 - Deve essere calcolato allo stesso modo per tutte le alternative
 - Sempre calcolato con riferimento all'ultimo anno

Per rappresentare tutte queste voci di spesa si utilizzano i diagrammi dei flussi di cassa

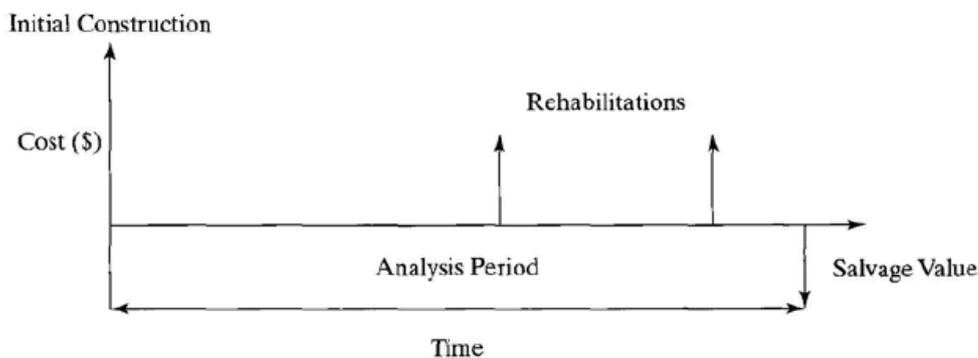


FIGURA 27 - DIAGRAMMA DI FLUSSO

- Confronto tra le diverse alternative

- Le diverse alternative considerate devono essere confrontate tra loro, utilizzando un identico metodo di valutazione economica dell'investimento, come il VAN (Valore Attuale Netto)
- Il VAN, concettualmente, viene indicato come la differenza tra il valore attuale dei guadagni ed il valore attuale dei costi: $VAN = VA_{\text{guadagni}} - VA_{\text{costi}}$, e poiché i guadagni poi utilizzati per mantenere l'infrastruttura al di sopra di determinati livelli di servizio sono identici fra tutte le alternative, la formula del VAN si riduce:

$$VAN = CI + \sum_{k=1}^N CR_k * \left[\frac{1}{(1+i)^{n_k}} \right] \quad (3)$$

in cui CI=costo iniziale; CR=costo residuo; k=tipo di alternativa; N = n° di manutenzioni; i = tasso di interesse; n=anni della spesa.

- Scelta della migliore alternativa

Così come riportato in [56], si è applicata l'analisi costi-benefici tra la possibilità di utilizzare, da parte dell'University of California (UC Davis), pavimentazioni drenanti o tradizionali in una qualsiasi nuova costruzione. Nell'esempio riportato, tratto dallo studio, sono stati analizzati i costi relativi alla costruzione e successiva manutenzione dei parcheggi, in base alle diverse soluzioni progettuali per la pavimentazione. (1\$ = 0.88 €; 1 acro = 4046.86 m²)

TABELLA 5 - INFORMAZIONI ALTERNATIVE DI PROGETTO

Materiale superficie	Costo/ft ²	Vita di progetto
Conglomerato bituminoso	\$ 1.11	17.5
Calcestruzzo poroso	\$ 6.66	25
Strato di finitura in calcestruzzo	\$ 11.10	25-30

TABELLA 6 - COSTI TOTALI DELLE ALTERNATIVE D PROGETTO

Costo di un lotto di parcheggio di mezzo acro con vita utile di 25 anni				
Voci di costo/anno	Pavimentazione drenante		Conglomerato bituminoso chiuso	
	Frequenza nei 25 anni	€	Frequenza nei 25 anni	€
Installazione	1	165300.00	1	109000.00
Vasca di detenzione	1	15000.00	0	0.00
Spazzatura a vuoto	25	400.00	0	0.00
Restaurazione permeabilità	5	1750.00	0	0.00
Rifacimento Base	1	8100.00	0	0.00
Sigillatura fessure	0	0.00	25	250.00
Mano di attacco	0	0.00	5	20000.00
Stripping	0	0.00	1	3125.00
Patching	0	0.00	5	100.00
Sostituzione strato superficiale	0	0.00	1	32000.00
Totale 2003		207200.00		250875.00
Totale 2015		306706.62		371356.28
€/acro		613413.24		742712.56

Nell'analisi delle pavimentazioni drenanti rispetto a quelle tradizionali in conglomerato bituminoso, vi sono diverse voci di costo associate. Le pavimentazioni permeabili richiedono maggiori costi iniziali (capitale e manodopera) rispetto a quanto richiesto per quelle convenzionali. L'elevato costo iniziale associato alle superfici permeabili è legato all'intera infrastruttura e alle accortezze progettuali necessarie a consentire una corretta percolazione dell'acqua, attraverso la matrice porosa, dalla superficie al terreno sottostante. Per formare lo strato di fondazione drenante in misto granulare, al di sotto della pavimentazione, è necessaria una grande quantità di scavo. L'elevato costo di installazione delle pavimentazioni porta a costi inferiori per la manutenzione dello strato di superficie per tutta la sua durata rispetto a quelli legati alle pavimentazioni in conglomerato bituminoso. L'unica manutenzione regolare necessaria per le pavimentazioni permeabili è l'aspirazione, al fine di mantenere un'elevata permeabilità. Il conglomerato bituminoso ha costi di installazione relativamente bassi, a causa della mancanza degli strati di base. Il costo di installazione più basso delle pavimentazioni flessibili è accompagnato da elevati costi di manutenzione per tutta la sua durata. Questi costi di manutenzione sono legati al cracking e al rattoppo delle superfici usurate. La superficie dell'asfalto si fessura regolarmente sotto i diversi tipi di carico tensionale e richiede una manutenzione costante per mantenere sicura la superficie viabile. Questo mantenimento della

durata dell'asfalto ne fa una scelta più costosa rispetto ai pavimenti permeabili, senza offrire il vantaggio della ricarica dell'acqua di falda e della filtrazione. Il denaro risparmiato installando pavimentazioni porose è di \$ 64 649.66 su un arco di 25 anni per mezzo acro di superficie. Dalla ricerca condotta si evince che le pavimentazioni permeabili rappresentano una valida alternativa, infatti esistono diverse superfici permeabili disponibili per una vasta gamma di applicazioni, dal momento che il materiale poroso è il materiale impiegato per li strati superficiali più economico, ma le sue applicazioni sono limitate a causa della ridotta capacità di carico. Questa superficie sarebbe la scelta migliore per piste ciclabili o percorsi pedonali senza traffico automobilistico.

Sia il conglomerato bituminoso poroso che il calcestruzzo poroso offrono la stessa funzione di riduzione del deflusso delle acque piovane e miglioramento della loro qualità; tuttavia esistono delle distinzioni chiave tra i due materiali. La distinzione più marcata è la facilità di costruzione e la differenza di costo nell'installazione dell'asfalto poroso rispetto al calcestruzzo poroso. Nonostante le caratteristiche del mix design siano più ardue da raggiungere per il conglomerato bituminoso, esso è molto più facile da installare del calcestruzzo poroso. L'impresa ed il suo personale qualificato possono installare lo strato in conglomerato bituminoso, mentre la costruzione della pavimentazione in calcestruzzo poroso richiede manodopera qualificata e soprattutto certificata, il che si traduce in costi maggiori di manodopera per l'impresa ed una spesa più alta per il committente. Se il calcestruzzo poroso viene installato in maniera impropria, questo causerà bassi tassi di infiltrazione e problemi strutturali. I fattori chiave per il confronto del calcestruzzo poroso con l'asfalto poroso comprendono:

- Costo iniziale,
- Durata,
- Prestazioni (strutturale/idrologica),
- Manutenzione
- Considerazioni ambientali (Ritenzione di calore).

Gli studi hanno dimostrato che il costo iniziale del conglomerato bituminoso poroso varia dal 15% al 20% in più rispetto a quello tradizionale, mentre il cemento poroso presenta circa il 25% -30% in più rispetto al calcestruzzo convenzionale. Gli studi dimostrano che il calcestruzzo dura tipicamente un decennio più a lungo del conglomerato bituminoso prima di essere riparato. Il conglomerato bituminoso è molto più suscettibile ai fenomeni di raveling o rottura del calcestruzzo.

Considerando la letteratura disponibile, c'è un lavoro molto limitato sull'analisi dei costi del calcestruzzo poroso. Inoltre, le letterature disponibili hanno dimostrato che il calcestruzzo permeabile è più costoso rispetto al calcestruzzo convenzionale considerando soltanto il costo di costruzione, poiché esiste una grossa lacuna riguardante i dati disponibili sulle prestazioni a lungo termine. Tenendo conto dei benefici ambientali offerti dal calcestruzzo poroso come la riduzione della quantità del deflusso, la filtrazione naturale, la ricarica delle falde acquifere e un migliore sfruttamento del terreno, tale sistema può superare le pavimentazioni convenzionali per le strade a basso volume. Inoltre, la maggior parte degli studi sta prendendo in considerazione solo i benefici di mitigazione del deflusso delle acque piovane, ma nessuno di essi ha incluso lo scopo di tenere conto dei benefici di mitigazione dell'*UHI*.

2.7 DISSESTI DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA IN ESERCIZIO

Le diverse tipologie di dissesti in cui può incorrere la pavimentazione durante la sua vita utile sono un aspetto fondamentale da prendere in considerazione durante la fase di progettazione della pavimentazione stessa. Nei metodi meccanicistici-empirici, ciascun criterio di rottura dovrebbe essere sviluppato separatamente per provvedere ad uno specifico tipo di malfunzionamento. La maggior parte dei dissesti sono causati da carenze presenti nella fase di costruzione, nei materiali e nella fase di manutenzione e non sono direttamente collegati al progetto della pavimentazione; d'altra parte la loro conoscenza è molto importante per il progettista perché può aiutare a identificarne le cause. Se il dissesto è dovuto ad una progettazione impropria, è possibile apportare miglioramenti al metodo di progettazione adottato. Inoltre, la valutazione qualitativa e quantitativa del dissesto della pavimentazione è una parte importante del sistema di gestione della pavimentazione grazie al quale è possibile sviluppare una strategia più efficace per la manutenzione e la riabilitazione.

Così come riportato in [59] i principali tipi di dissesti per le pavimentazioni in calcestruzzo possono essere raggruppati in una tra queste categorie:

- Fessurazioni;
- Difetti dei giunti;
- Difetti superficiali;
- Difetti eterogenei.

2.7.1 FESSURAZIONI

Fessurazioni d'angolo

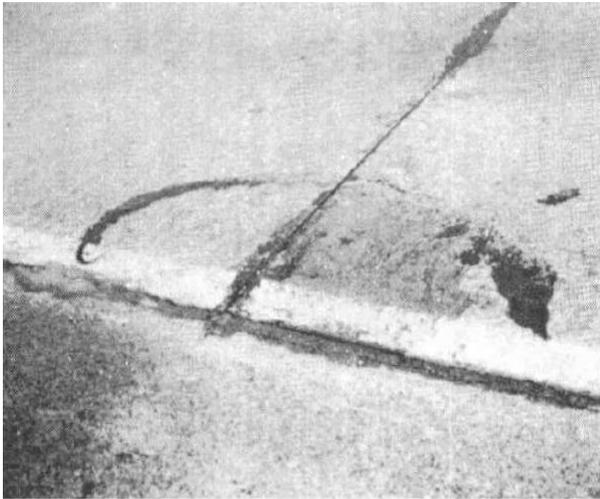


FIGURA 28 - FESSURAZIONI D'ANGOLO

Una porzione della lastra è separata da una fessura, la quale interseca i giunti trasversali e longitudinali adiacenti, formando approssimativamente, un angolo di 45° con la direzione del traffico. La lunghezza dei lati varia da 0.3 m alla metà della larghezza della lastra su ciascun lato dell'angolo. Sono causate da ripetizioni di carico combinate con la perdita di supporto, lo scarso trasferimento del carico attraverso il giunto, e sollecitazioni di natura termica. Vengono misurate contando il

numero esistente.

Fessurazioni a "D"



FIGURA 29 - FESSURAZIONI A "D"

Le fessurazioni a "D" indicano una serie di fessure sottili, a forma di mezzaluna, che appaiono sulla superficie del calcestruzzo e risultano adiacenti ed in grosso modo parallele a giunture, fessure e lungo il bordo della lastra. Queste fessure superficiali sottili contengono residui di idrossido di calcio, che provoca una colorazione scura della fenditura nell'area circostante, e sono causate dalla pressione spingente generata da alcuni tipi di aggregati grossolani nei cicli di gelo-disgelo.

Fessurazioni longitudinali



FIGURA 30 - FESSURAZIONI LONGITUDINALI

Le fessure longitudinali si verificano generalmente parallelamente alla linea centrale della pavimentazione. Sono spesso causate dalla combinazione tra la ripetizione del carico pesante, la perdita del supporto della fondazione e sollecitazioni indotte dalla curvatura e deformazione impedita, oltre che una costruzione impropria dei giunti longitudinali. Le crepe sono misurate in metri lineari.

Fessurazioni trasversali

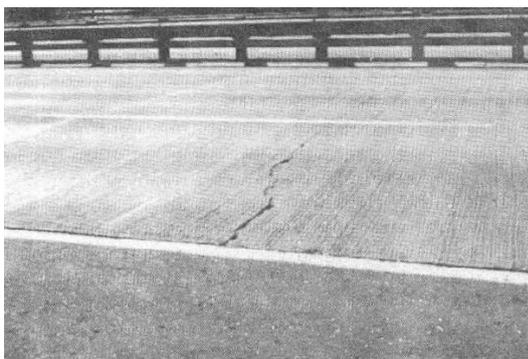


FIGURA 31 - FESSURAZIONI TRASVERSALI

Questo tipo di fessure sono prevalentemente perpendicolari alla linea centrale della pavimentazione e sono solitamente causate dalla combinazione tra i passaggi del traffico pesante e il livello tensionale indotto dal gradiente di temperatura, dal gradiente di umidità e ritiro da maturazione. Le fessurazioni trasversali e diagonali vengono misurate contandone il numero esistente.

2.7.2 DIFETTI DEI GIUNTI

Ostruzione del giunto



FIGURA 32 - OSTRUZIONE DEL GIUNTO

L'ostruzione del giunto (longitudinale e trasversale) rappresenta una qualsiasi condizione che consente ai materiali incompressibili o all'acqua di infiltrarsi nel giunto dalla superficie della pavimentazione. Tipici tipi di danni sono: estrusione, indurimento, rottura dell'incollaggio, rottura coesiva o perdita completa del sigillante; Intrusione di materiale estraneo nel giunto; crescita dell'erbaccia nella giunzione.

Scheggiatura del giunto

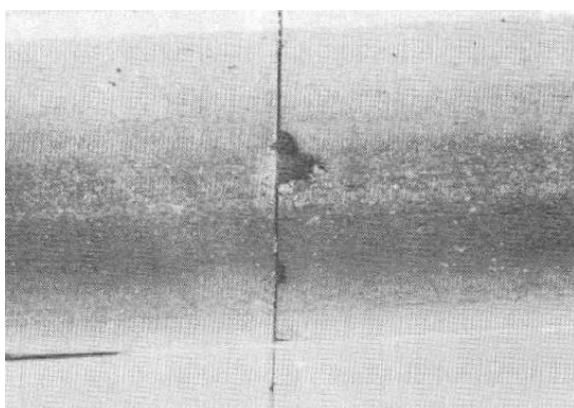


FIGURA 33 - SCHEGGIATURA DEL GIUNTO

La scheggiatura dei giunti consiste nella fessurazione, rottura o scheggiatura dei bordi della lastra entro 0.6 m dal giunto. La scheggiatura, di solito, non si estende in profondità per l'intero spessore della lastra, ma si estende invece per intercettare il giunto con un angolo. Essa deriva da sforzi eccessivi in corrispondenza del giunto, causati dall'infiltrazione di materiali incompressibili e dalla loro successiva espansione oppure dal carico veicolare. Può anche essere causata dalla

disintegrazione del calcestruzzo; da un calcestruzzo indebolito in corrispondenza del giunto causato da un'eccessiva lavorazione o da dispositivi di trasferimento del carico progettati o realizzati in maniera adeguata. La scheggiatura viene misurata contando il numero di schegge esistenti.

2.7.3 DIFETTI SUPERFICIALI

Fessurazione a “pelle di cocodrillo”



FIGURA 34 - FESSURAZIONE A "PELLE DI COCCODRILLO"

Una serie di crepe che si estendono solo nella superficie superiore della lastra. Fessure più grandi sono spesso orientate nella direzione longitudinale della pavimentazione e sono interconnesse da incrinature trasversali o casuali più fini. La formazione di queste incrinature può comportare la rottura della superficie della lastra fino a una profondità di circa dai 6 ai 13 mm.

Disgregazione

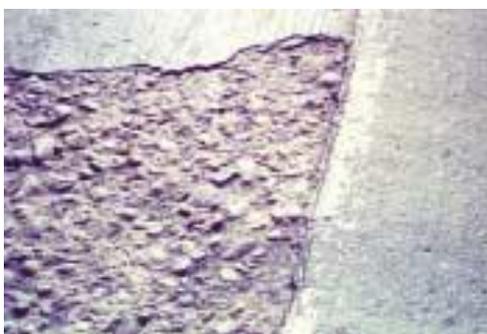


FIGURA 35 - DISGREGAZIONE

La disgregazione è il deterioramento della superficie superiore della lastra di cemento, normalmente da 3 mm a 13 mm, e può verificarsi ovunque sul pavimento. Tale difetto può essere causato da sbrinamenti di sali, dal traffico, da costruzioni improprie, da cicli di gelo-disgelo o da rinforzi di acciaio troppo vicini alla superficie.

Aggregato lucido



FIGURA 36 - AGGREGATO LUCIDO

Il rivestimento superficiale di malta e la conseguente tessitura vengono rimosse, esponendo così la superficie interna degli aggregati grossolani.

Popout



FIGURA 37 - POPOUT

Un popout è un piccolo pezzo di pavimentazione che si stacca dalla superficie. Può essere causato da aggregati espansivi, non durevoli o non validi o dall'azione di gelo-disgelo. Normalmente presentano un diametro da 25 mm a 100 mm e profondità da 13 mm a 50 mm.

2.7.4 DIFETTI ETEROGENEI

Blow-up



FIGURA 38 - BLOW-UP

I blowup si verificano nei climi caldi in corrispondenza di un giunto o fessura che non consente la libera espansione della lastra di cemento. Un' insufficiente larghezza del giunto per l'espansione è solitamente causata dall'infiltrazione di materiale incompressibile in tale spazio. Quando la pressione espansiva di compressione non può essere assorbita, si verifica un movimento localizzato verso l'alto dei bordi

della lastra o la rottura nelle vicinanze del giunto. Il fenomeno viene accelerato da una scheggiatura della lastra nella parte inferiore che provoca la riduzione delle aree di contatto tra le due lastre. I *blow-up* vengono misurati contandone il numero esistente.

Faglie



FIGURA 39 - FAGLIA

La faglia è una differenza di elevazione in corrispondenza di una giuntura o di una fessura. Il difetto è causato in parte da un accumulo di materiali sfusi sotto la lastra posteriore vicino al giunto o alla crepa oppure da una depressione della lastra principale. L'accumulo di materiali erosi o infiltrati è causato dal pompaggio dovuto ai carichi pesanti. L'orientazione verso l'alto della lastra in prossimità del giunto o della fessura dovuta ai gradienti dell'umidità e di temperatura contribuiscono alle condizioni del pompaggio. La mancanza di trasferimento del carico contribuisce notevolmente al dissesto, il quale

viene valutato misurando la differenza di altezza delle lastre a 1 ft dal bordo della pavimentazione.

Caduta della corsia rispetto alla banchina



FIGURA 40 - CADUTA DELLA CORSIA RISPETTO ALLA BANCHINA

Differenza di elevazione tra il bordo della lastra e banchina esterna; tipicamente si verifica quando la banchina esterna si deposita.

Distacco della corsia rispetto alla banchina



FIGURA 41 - DISTACCO DELLA CORSIA RISPETTO ALLA BANCHINA

Allargamento della giuntura tra il bordo della lastra e la banchina adiacente.

Rattoppo



FIGURA 42 - RATTOPPO

Un rattoppo di una pavimentazione in calcestruzzo è un'area ($>0.1 \text{ m}^2$) in cui una parte della lastra di cemento originale è stata rimossa e sostituita da cemento o altri materiali epossidici e può essere causata dalla cattiva costruzione del rattoppo, dalla perdita del supporto, dai frequenti passaggi del carico pesante, dalla mancanza di dispositivi di

trasferimento del carico, da giunzioni improprie o assenti e dai gradienti d'umidità o termici.

Pumping e water bleeding



FIGURA 43 - WATER BLEEDING

Il *pumping* è l'espulsione del materiale per mezzo dell'acqua attraverso giunture o crepe, causata dalla deflessione della lastra sotto i carichi in movimento. Quando l'acqua viene espulsa, trasporta con sé particelle di ghiaia, sabbia, argilla o limo, causando una perdita progressiva del supporto della pavimentazione. La colorazione superficiale o l'accumulo di materiale di fondazione o di sottofondo sulla superficie della pavimentazione in prossimità di giunti e crepe è la prova del pompaggio. Osservare l'acqua espulsa dai carichi del traffico pesante dopo un temporale può essere utilizzata anche per identificare il fenomeno. Il *water bleeding* si verifica quando l'acqua fuoriesce da giunture o crepe. Tali fenomeni sono misurati contando il numero di casistiche esistenti.

La seguente tabella riassume i vari tipi di dissesti e le relative unità di misura; alcuni dissesti definiscono un preciso livello di gravità.

TABELLA 7 - INFORMAZIONI SUI DISSESTI

Tipo di dissesto	Unità di misura	Definito livello di severità?
Fessurazioni d'angolo	Numero	SI
Fessurazioni a "D"	Numero di lastre; m ²	SI
Fessurazioni longitudinali	m	SI
Fessurazioni trasversali	Numero, m	SI
Ostruzione del giunto	Numero	SI
Scheggiatura del giunto	m	SI
Fessurazione a "pelle di cocodrillo"	Numero, m ²	NO
Disgregazione	Numero, m ²	NO
Aggregato lucido	m ²	NO
Popout	N/A	N/A
Blowup	Numero	NO
Faglie	mm	NO
Caduta della corsia rispetto alla banchina	mm	NO
Distacco della corsia rispetto alla banchina	mm	NO
Rattoppo	Numero, m ²	SI
<i>Pumping e water bleeding</i>	Numero, m	NO

3 DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA DRENANTE

I principali fattori che determinano lo spessore degli strati delle pavimentazioni in calcestruzzo drenante sono:

- le proprietà idrauliche quali permeabilità e volume dei vuoti;
- le proprietà meccaniche quali resistenza e rigidità.

Il calcestruzzo drenante per le pavimentazioni stradali deve sia sostenere i carichi derivanti dal traffico di progetto e contribuire positivamente allo smaltimento dell'acqua piovana. A questo scopo devono essere definite le proprietà dei materiali, lo spessore della pavimentazione e tutte le altre caratteristiche considerate necessarie per far fronte alle richieste idrologiche e simultaneamente ai carichi di traffico. Il progetto di una pavimentazione in calcestruzzo drenante prevede dunque l'analisi separata dei:

- requisiti idraulici;
- requisiti strutturali.

Lo spessore finale di progetto sarà il maggiore tra quelli verificati nelle due fasi. Attualmente non esistono né a livello nazionale, né a livello internazionale delle disposizioni normative che regolamentano le pavimentazioni in calcestruzzo drenante definendone metodi di prova e prestazioni minime. Esistono invece prescrizioni da parte degli enti locali, Regioni e Comuni, che regolamentano il trattamento delle acque piovane, la loro immissione nella rete fognaria, oltre a definire le aree filtranti dedicate alle zone edificate.

3.1 TIPOLOGIE DI PAVIMENTAZIONI RIGIDE

Una pavimentazione destinata al transito veicolare svolge tre compiti:

- garantire ai veicoli una superficie di rotolamento regolare e poco deformabile che mantenga le proprie caratteristiche nel corso della vita utile della sovrastruttura senza richiedere onerosi interventi di manutenzione o rifacimento;
- ripartire sul terreno di sottofondo sollecitazioni indotte dai carichi di traffico compatibili con la resistenza meccanica del terreno;
- proteggere il sottofondo dagli agenti atmosferici.

La pavimentazione in calcestruzzo si presenta, dal punto di vista geometrico, come un insieme di lastre appoggiate su un semispazio stratificato. Le numerose discontinuità, giunti o lesioni che separano le lastre, sono dimensionate per resistere alla ripetizione di carichi in esercizio e alle sollecitazioni termo-igrometriche e dotate di capacità di trasferimento dei carichi diverse e variabili nel tempo. Il dimensionamento di una sovrastruttura in calcestruzzo consiste nel determinare gli spessori dei diversi strati di cui essa è composta e le dimensioni delle lastre in calcestruzzo in modo che la struttura possa sopportare le azioni combinate prodotte dal traffico e dalle condizioni ambientali senza manifestare ammaloramenti che pregiudichino la sicurezza e la qualità della circolazione. Tale calcolo è effettuato attraverso metodi razionali, utili nella valutazione delle sollecitazioni meccaniche, e metodi empirici, consolidati negli anni attraverso l'analisi di sovrastrutture in esercizio. Con riferimento alla Figura 44, si distinguono quattro categorie di pavimentazioni in calcestruzzo:

- a) pavimentazioni non armate (JPCP, *Jointed Plain Concrete Pavement*), con lastre a pianta quadrata o rettangolare e prive di armatura strutturale;
- b) pavimentazioni armate (JRCP, *Jointed Reinforced Concrete Pavement*), a pianta quadrata o rettangolare;
- c) pavimentazioni ad armatura continua (CRCP, *Continuously Reinforced Concrete Pavement*), prive di giunti trasversali, con armatura longitudinale e trasversale in acciaio per contrastare le lesioni indotte da fenomeni termoigrometrici;
- d) pavimentazioni precomprese, in cui la precompressione è assicurata da martinetti piatti, barre o cavi post-tesi.

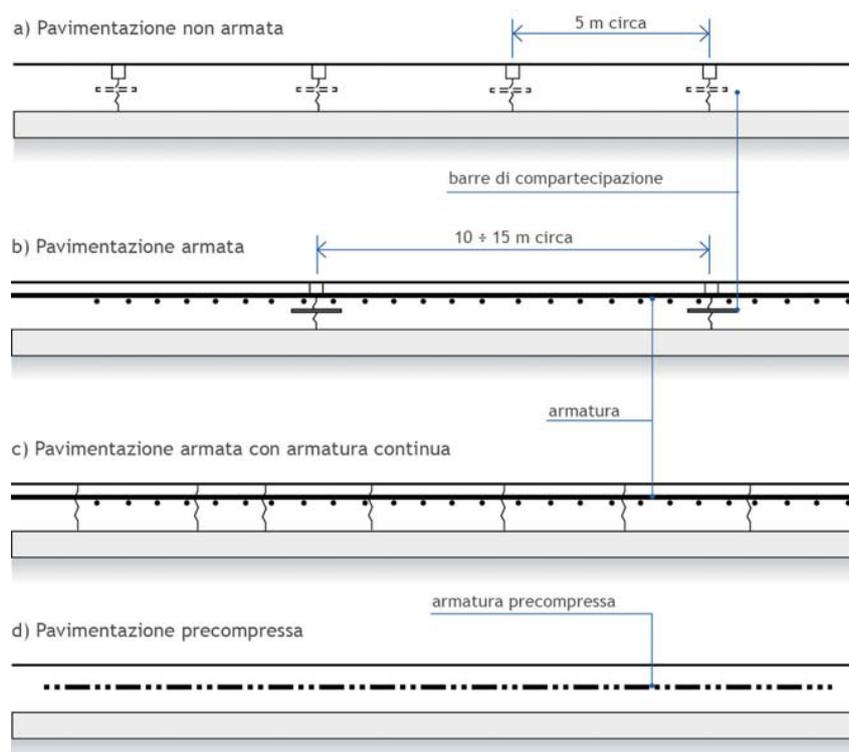


FIGURA 44 - TIPOLOGIE DI PAVIMENTAZIONI RIGIDE

La prima categoria può essere ulteriormente suddivisa in due classi per la presenza o meno di barre di trasferimento dei carichi ai giunti. Le pavimentazioni JPCP e CRCP sono le soluzioni più comunemente adottate; le pavimentazioni precomprese trovano impiego quasi esclusivamente in condizioni di esercizio estreme, ove l'interruzione della fruibilità della strada deve essere limitata, anche a costo di oneri economici non indifferenti. Le pavimentazioni non armate e senza barre di trasferimento dei carichi ai giunti offrono la soluzione più indicata ed economica nel caso di infrastrutture a basso-medio traffico. Dal punto di vista costruttivo, ciascun tipo di pavimentazione è sostanzialmente differente dagli altri, per questo l'esperienza acquisita da ciascun Ente o Amministrazione a riguardo dei problemi affrontati nella realizzazione di un tipo di pavimentazione e l'attrezzatura di cui dispongono le imprese appaltatrici sono spesso parametri tecnico-pratici che condizionano le scelte finali.

Le azioni esterne principali sono dovute ai carichi di traffico ed alle condizioni climatiche, queste ultime possono introdurre nel problema strutturale condizioni di non linearità cinematica dovute principalmente alla variazione delle condizioni di vincolo durante le fasi di carico. A tutto ciò si aggiunge la complessa risposta meccanica, spesso non lineare, dei materiali impiegati nella sovrastruttura, anche se, per quanto riguarda il calcestruzzo delle lastre, l'ipotesi di elasticità lineare è sufficientemente approssimata alla realtà, anche in relazione alla rapidità con cui vengono applicati i carichi di traffico. Numerosi sono i modelli proposti per schematizzare

la pavimentazione in calcestruzzo vera e propria, il semispazio su cui essa poggia e infine il sistema complesso lastre-piano di appoggio. Nella quasi generalità dei casi essi presuppongono alcune sostanziali ipotesi semplificatrici:

- la validità del principio della sovrapposizione degli effetti, secondo il quale le sollecitazioni prodotte dal traffico e quelle termiche si possono sommare algebricamente;
- almeno una delle dimensioni delle lastre sia tale da estendersi fino a distanza considerevole dalla zona caricata (lastre indefinite nel piano, semi definite o infinitamente larghe);
- a seguito di deformazione, le sezioni piane ortogonali al piano mediano originario della lastra si mantengono piane e perpendicolari alla deformata elastica;
- lo spessore della lastra è piccolo in confronto allo sviluppo alle dimensioni ad esso normali.

Il progetto di una pavimentazione stradale in calcestruzzo si sviluppa in funzione delle ripetizioni di carico applicate durante la vita utile della infrastruttura: il materiale è infatti soggetto a rottura per raggiungimento dello stato limite di fatica indotto dalle tensioni di trazione per flessione agenti in conseguenza dell'applicazione dei carichi. In esercizio le lastre in calcestruzzo sono infatti soggette a carichi puntuali variabili e dinamici la cui entità e il cui numero di ripetizioni influenza la durata della vita utile della pavimentazione, il periodo durante il quale la sovrastruttura garantisce adeguate caratteristiche strutturali e funzionali per l'esercizio del traffico in sicurezza e regolarità. I dati di input nel dimensionamento di una pavimentazione sono:

- le caratteristiche del sottofondo;
- il clima;
- il traffico;
- le caratteristiche dei materiali.

3.1.1 CARATTERISTICHE DEL SOTTOFONDO

Vista l'elevata rigidità del calcestruzzo, la capacità di ripartizione dei carichi delle sovrastrutture rigide è molto elevata: a parità di carico di esercizio, il terreno di sottofondo è perciò interessato da uno stato tensionale inferiore a quello che si avrebbe in caso di sovrastruttura flessibile. La durabilità di una pavimentazione è in ogni caso relazionabile alla presenza di un terreno di sottofondo con capacità portante uniforme e stabile nel tempo, in modo da prevenire fenomeni punch-out (sfondamento localizzato della pavimentazione per insufficiente portanza localizzata), joint faulting (scalinamento dei giunti) e pumping (proiezione verso l'alto di materiale fino al passaggio degli pneumatici). Il comportamento di uno strato di sottofondo, e quindi la durabilità della sovrastruttura, sono notevolmente influenzati dalle condizioni climatiche e dalle caratteristiche idrogeologiche locali: temperatura, umidità e gelo possono condizionare in modo decisivo la durabilità di una sovrastruttura. Le escursioni termiche interessano solo gli strati più superficiali; gelo e umidità causano deformabilità puntuale, disuniformità dei punti di appoggio, instabilità e perdita di portanza del sottofondo. La deformabilità del piano di sottofondo ha un andamento ciclico annuale, dipendente dalle condizioni meteorologiche. Le massime deformazioni si verificano nei periodi piovosi e nel periodo di disgelo, se il ghiaccio ha interessato lo strato di sottofondo; viceversa, la minima deformabilità è garantita nel periodo più freddo dalla eventuale formazione di lenti di ghiaccio. Ciò dimostra che la deformabilità della pavimentazione è direttamente condizionata dal valore della capacità portante del sottofondo che, in caso di terreni gelivi, a bassa plasticità e alta percentuale di limo, può subire variazioni notevoli al variare dello stato di umidità del terreno. Di tali aspetti bisogna tener conto in fase di progettazione, valutando opportunamente i parametri che rappresentano la portanza del sottofondo e studiando con attenzione i sistemi di drenaggio della sovrastruttura. A quest'ultimo proposito, è necessario:

- mantenere, ovunque sia possibile, il livello dello strato di fondazione al di sopra del piano di campagna circostante;
- migliorare lo smaltimento superficiale dell'acqua piovana ed i sistemi di drenaggio interni della sovrastruttura;
- abbassare il livello di falda, nei casi in cui questa sia molto superficiale, predisponendo opportuni setti drenanti, in modo che non interferisca con la distribuzione dei carichi al di sotto della lastra;

Nel Catalogo Italiano delle Pavimentazioni Stradali [63], in presenza di uno strato di fondazione:

- il valore raccomandato per il modulo resiliente del sottofondo è pari a 90 N/mm^2 per le pavimentazioni di autostrade, strade extraurbane a forte traffico e strade urbane di scorrimento;
- un valore minimo del modulo resiliente del sottofondo pari a 30 N/mm^2 è richiesto per gli altri tipi di strade.

Trattamenti di stabilizzazione o miglioramento granulometrico devono essere eseguiti nel caso in cui il modulo resiliente sia inferiore a quello richiesto in sede di progetto.

3.1.2 CAPACITÀ PORTANTE DEL SOTTOFONDO

Nel dimensionamento delle pavimentazioni rigide di solito la portanza del sottofondo è quantificata attraverso il modulo di reazione k , dedotto da prova di carico su piastra al primo ciclo di carico e definito come il rapporto tra la pressione p esercitata durante la prova e la deflessione d del terreno sotto la piastra:

$$k = \frac{p}{d} \quad (4)$$

La piastra utilizzata per determinare il modulo di reazione del sottofondo ha diametro pari a 76 cm; il valore di k viene calcolato facendo riferimento al carico unitario in corrispondenza ad una deflessione di 1.25 mm (metodo suggerito dalla P.C.A.) ovvero alla deflessione che si produce in corrispondenza di una pressione di 70 kPa (metodo suggerito dal U.S. Corps of Engineers e adottato dal CNR). Più raramente è consigliata l'esecuzione di una prova con cicli ripetuti di carico. Anziché effettuare la prova di carico su piastra, spesso si ricorre a correlazioni sperimentali tra il modulo k ed altri parametri caratterizzanti la portanza del sottofondo. Confrontando il modulo elastico del calcestruzzo con quello dei materiali sottostanti la lastra, si constata come il primo sia molto più elevato del secondo, da cui consegue che la maggior parte del carico da traffico viene assorbita dallo strato in calcestruzzo, è perciò uso comune schematizzare il sottofondo come uno strato alla Winkler, in cui il terreno su cui poggia la lastra di cls è rappresentato idealmente come un letto di molle elastiche di rigidezza k , la quale influenza la deformabilità verticale della pavimentazione. In fase di progettazione, il valore di rigidezza k deve essere attentamente valutato per scongiurare in esercizio danni derivanti da una scarsa portanza del piano di posa, così come da una non uniforme distribuzione delle caratteristiche di portanza.

3.1.3 PROPRIETÀ DELLO STRATO DI FONDAZIONE

Lo strato di fondazione attenua le azioni dirette del traffico e gli effetti delle condizioni climatiche sul sottofondo, assolvendo a funzioni di diffusione delle tensioni, drenaggio delle acque superficiali e protezione dal gelo degli strati sottostanti. La presenza dello strato di fondazione semplifica e migliora le operazioni di posa in opera della pavimentazione: il personale presente sul cantiere e le macchine utilizzate per la stesa del calcestruzzo si muovono su un piano più stabile e regolare. È in ogni caso preferibile limitare il transito dei mezzi d'opera sulla fondazione per prevenire danneggiamenti localizzati della superficie che potrebbero compromettere la durabilità dell'opera. Da un punto di vista strutturale, la fondazione incrementa il valore del modulo k di progetto che, in questo caso, è definito modulo di reazione del piano di posa. In funzione delle condizioni climatiche e ambientali di progetto, per fondazioni a diversa permeabilità, vengono impiegati materiali non legati, caratterizzati da una granulometria discontinua, misti granulari non legati con granulometria continua, misti cementati o calcestruzzi magri. Le caratteristiche di elevata permeabilità riducono il rischio derivante dalla presenza di gelo e umidità, garantendo al contempo gli elevati livelli di portanza assicurati da fondazioni impermeabili. La scelta del tipo di fondazione è perciò influenzata dalle condizioni climatiche, le caratteristiche del sottofondo, il tipo di pavimentazione ed il traffico. Nel caso di realizzazione dello strato di fondazione mediante materiale drenante occorre:

- assicurare, con opportune opere di drenaggio laterali, l'allontanamento dell'acqua dalla sovrastruttura;
- porre in opera la fondazione su uno strato di materiale filtrante (sabbia) in modo da evitare l'inquinamento della fondazione da parte del terreno del sottofondo;
- realizzare al di sopra dello strato di fondazione una chiusura superficiale del materiale per evitare che il calcestruzzo della pavimentazione sovrastante si impoverisca d'acqua e di materiale fino.

Lo spessore da assegnare allo strato di fondazione non legato viene, in genere, fissato a priori sulla base delle indicazioni fornite dall'esperienza. È opportuno non scendere mai al di sotto di spessori di 15 cm per poter realizzare un corretto agguagliamento della superficie del sottofondo. Spessori maggiori, pari anche a 30 cm o più, possono rendersi necessari in presenza di terreni molto instabili o gelivi ed in condizioni di cattivo drenaggio.

In assenza di prove di carico su piastra eseguite direttamente sulla superficie superiore dell'ultimo strato di fondazione, il contributo alla capacità portante fornito da questo strato può

essere dedotto attraverso diverse formule riportate in letteratura, le quali correlano il modulo di reazione della fondazione al suo spessore e all'indice CBR del terreno di sottofondo.

3.2 VALUTAZIONE DEL TRAFFICO VEICOLARE TIPO AGENTE SULLA PAVIMENTAZIONE

Il traffico rappresenta, unitamente alle sollecitazioni di natura climatica, la causa primaria del degrado delle sovrastrutture. Per tale motivo esso si pone necessariamente come dato di ingresso in tutti i metodi di dimensionamento sia empirici sia razionali. Per il calcolo delle sovrastrutture occorre prendere in considerazione diversi fattori:

- le caratteristiche del sistema di assi di veicoli;
- il numero di ripetizioni di ciascun asse;
- la velocità di percorrenza.

Il sistema costituito dagli assi delle ruote determina le modalità con cui il peso del veicolo si trasmette alla superficie stradale. Ogni asse è caratterizzato dalla sua configurazione (singolo o multiplo), dal carico totale e dal numero delle ruote (singole o gemellate). Per quanto riguarda la configurazione, un insieme di assi viene considerato singolo se la distanza reciproca è maggiore di 1.5 m, altrimenti vengono distinti in *tandem*, *tridem* o *quad*, composti rispettivamente da due, tre e quattro assi contigui e quindi considerati come un apparato unico per via delle mutue interazioni nei fenomeni di danneggiamento che inducono nella pavimentazione. Un altro parametro molto importante ai fini del calcolo è rappresentato dalla pressione di gonfiaggio delle ruote che si assume, per ragioni di semplicità, uniformemente distribuita su un'area di impronta circolare, secondo la relazione:

$$a = \sqrt{\frac{P_d}{\pi \cdot p_G}} \quad (5)$$

dove:

- a è il raggio della superficie di impronta dello pneumatico;
- P_d è il peso agente sullo stesso (nel caso di asse singolo pari alla metà del peso totale);
- p_G la tensione di contatto (pressione di gonfiaggio).

Un ulteriore aspetto da considerare è legato alla presenza di ruote gemellate e all'influenza reciproca che queste esercitano nei riguardi della sovrastruttura; a tal riguardo un criterio tradizionalmente usato per valutare tale effetto si basa sul concetto di carico equivalente su ruota singola (ESWL: *Equivalent Single Wheel Load*), definito come quel carico P_s agente su un'area circolare unica che produce gli stessi effetti della coppia di carichi P_d agenti sulle ruote gemellate. Uno dei metodi maggiormente citati in letteratura per tale trasformazione è quello proposto da *Boyd e Foster (1950)* basato sull'equivalenza delle tensioni verticali in un semispazio elastico. Così come illustrato in Figura 45, il calcolo dell'ESWL varia con lo spessore z della pavimentazione, potendo distinguere due casi fondamentali:

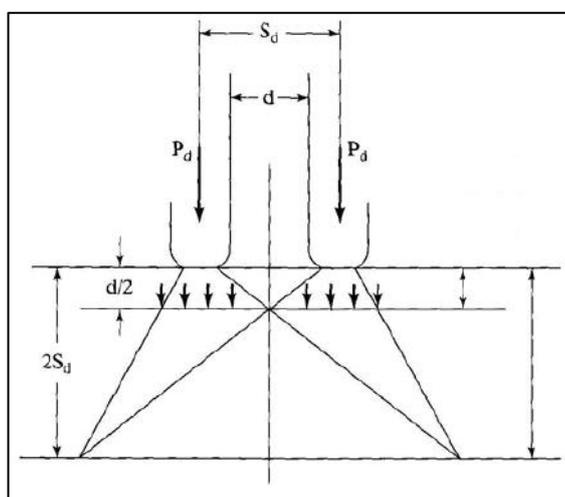


FIGURA 45 - SCHEMA DI CALCOLO DEL PARAMETRO ESWL

- lo spessore risulta essere minore o al limite uguale a metà distanza netta d tra le spalle interne delle ruote, per cui non vi è sovrapposizione tra i bulbi delle tensioni, allora $ESWL=P_d$;
- lo spessore è maggiore al doppio dell'interasse S_d , per cui $ESWL=2P_d$, il che indica una completa sovrapposizione delle tensioni sul sottofondo;
- per spessori intermedi si considera un legame lineare tra le due grandezze nella scala bi-logaritmica, secondo la formula

$$\log ESWL = \log P_d + \frac{0.301 \cdot \log(2z/d)}{\log(4S_d/d)} \quad (6)$$

Per le pavimentazioni rigide il raggio dell'area di contatto equivalente, corrispondente alle ruote gemellate, viene calcolato secondo la seguente espressione:

$$a = \sqrt{\frac{0.8521 \cdot P_d}{q \cdot \pi} + \frac{S_d}{\pi} \left(\frac{P_d}{0.5227 \cdot q} \right)^{1/2}} \quad (7)$$

L'analisi della tipologia di traffico agente sulla pavimentazione avviene attraverso l'impiego di sistemi automatizzati per il conteggio veicolare lungo l'infrastruttura, i quali spaziano dai più semplici (spire induttive annegate nella pavimentazione per il conteggio degli assi) fino a quelli più complessi del tipo *Weigh-in-Motion*, capaci di rilevare, oltre allo spaziamento tra gli assi anche il loro peso.

I dati progettuali inerenti ai carichi del traffico in transito sulla pavimentazione intesi come l'entità dei carichi trasmessi dalle ruote dei veicoli, il tipo ed il numero di assi di cui essi sono dotati nonché il numero di ripetizioni sono desumibili da [63]. Secondo tale normativa, lo spettro veicolare utile al dimensionamento delle pavimentazioni stradali è costituito solo da veicoli commerciali (massa a pieno carico superiore a 30 kN), poiché lo stato tenso-deformativo indotto dai veicoli leggeri può essere assunto al di sotto della soglia di fatica. Prima di procedere con la descrizione e suddivisione del tipo di carico agente in funzione delle caratteristiche del mezzo considerato è necessario rendere conforme la classificazione numerica proposta dal CNR con quella alfabetica promulgata dal Codice della Strada [64], così come indicato in Tabella 8 e Tabella 9.

TABELLA 8 - CLASSIFICAZIONE DELLA TIPOLOGIA DI STRADA SECONDO IL D.LGS. 9/2002

Tipo di strada	Codice della strada (D.Lgs. 9/2002)
Autostrade extraurbane Autostrade urbane	A
Strade extraurbane principali	B
Strade extraurbane secondarie	C
Strade urbane di scorrimento	D
Strade urbane di quartiere	E
Strade extraurbane locali Strade urbane locali	F

TABELLA 9 - CLASSIFICAZIONE DELLA TIPOLOGIA DI STRADA PROPOSTA DAL CNR

Tipo di strada	
1	Autostrade extraurbane
2	Autostrade urbane
3	Strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico
4	Strade extraurbane secondarie ordinarie
5	Strade extraurbane secondarie turistiche
6	Strade urbane di scorrimento
7	Strade urbane di quartiere e locali
8	Corsie preferenziali

Le caratteristiche in termini di assi e distribuzione della massa a pieno carico delle sedici tipologie di veicoli pesanti considerati nel Catalogo sono illustrate in Tabella 10.

TABELLA 10 - SPETTRO DEL TRAFFICO DI PROGETTO

N.	Tipo di veicolo	N° assi	Tipo di strada [%]								Distribuzione carichi [kN]		
			1	2	3	4	5	6	7	8	Avantreno	Retroreno	
1	Furgoni medi	2	12.2	18.2	-	-	24.5	18.2	80.0	-	10	20	
2	Autocarri leggeri	2	-	18.2	13.1	-	-	18.2	-	-	15	30	
3	Autocarri medi	2	24.4	16.5	39.5	58.8	40.8	16.5	-	-	40	80	
4	Autocarri pesanti a 2 assi	2	14.6	-	10.5	29.4	16.3	-	-	-	50	110	
5	Autocarri pesanti a 3 assi	3	2.4	-	7.9	-	-	-	-	-	40	80	
6	Autocarri pesanti a 3 assi	3	12.2	-	2.6	5.9	4.2	-	-	-	60	100	
7	Autotreni e autoarticolati a 4 assi	4	2.4	-	2.6	-	-	-	-	-	40	80	
8	Autotreni e autoarticolati a 4 assi	4	4.9	-	2.5	2.8	2.0	-	-	-	60	100	
9	Autotreni e autoarticolati a 5 assi	5	2.4	-	2.6	-	-	-	-	-	40	80	
10	Autotreni e autoarticolati a 5 assi	5	4.9	-	2.5	-	-	-	-	-	60	90	
11	Autotreni a 5 assi con maxiruote	5	2.4	-	2.6	-	-	-	-	-	40	80	
12	Autotreni a 5 assi con maxiruote	5	4.9	-	2.6	-	-	-	-	-	60	90	
13	Mezzi d'opera	5	0.1	1.6	0.5	0.2	0.1	1.6	-	-	50	130	
14	Autobus urbani	2	-	18.2	-	-	-	18.2	20.0	47.0	40	80	
15	Autobus urbani	2	-	27.3	-	-	-	27.3	-	53.0	60	100	
16	Autobus extraurbani	2	12.2	-	10.5	2.9	12.2	-	-	-	50	80	

In funzione del tipo di strada, si assume una diversa composizione degli spettri di traffico in termini di frequenza di passaggi delle tipologie veicolari individuate (Tabella 11), così come descritto in [63]. Riguardo la stima del livello di traffico utilizzato nella fase di verifica della pavimentazione in calcestruzzo drenante è stato utilizzato un valore reale del numero di passaggi (comunque vicino al 2° livello di traffico), il cui procedimento di stima viene illustrato successivamente.

TABELLA 11 - NUMERO PASSAGGI VEICOLI COMMERCIALI (CATALOGO CNR)

	400000	1500000	4000000	10000000	25000000	45000000
Autostrade extraurbane				x	x	x
Autostrade urbane			x	x	x	
Strade extraurbane principali e secondarie a forte traffico		x	x	x	x	
Strade extraurbane secondarie ordinarie	x	x	x	x		
Strade extraurbane secondarie turistiche	x	x	x			
Strade urbane di scorrimento		x	x	x	x	
Strade urbane di quartiere e locali	x	x	x			
Corsie preferenziali	x	x	x	x		

3.2.1 STIMA DEL NUMERO DI ASSI STANDARD (ESAL)

Data l'elevata eterogeneità del traffico, in termini di mezzo considerato e relativa classificazione e distribuzione degli assi, sia in fase di progetto sia in fase di verifica, anziché considerare singolarmente ogni veicolo si rapporta l'intero traffico ad un unico asse standard omogeneizzato attraverso predefiniti criteri di normalizzazione. Nel metodo semi-empirico AASHTO l'asse standard impiegato è quello singolo con ruote gemelle da 80 kN (18 kips) le cui caratteristiche sono indicate in Figura 46.

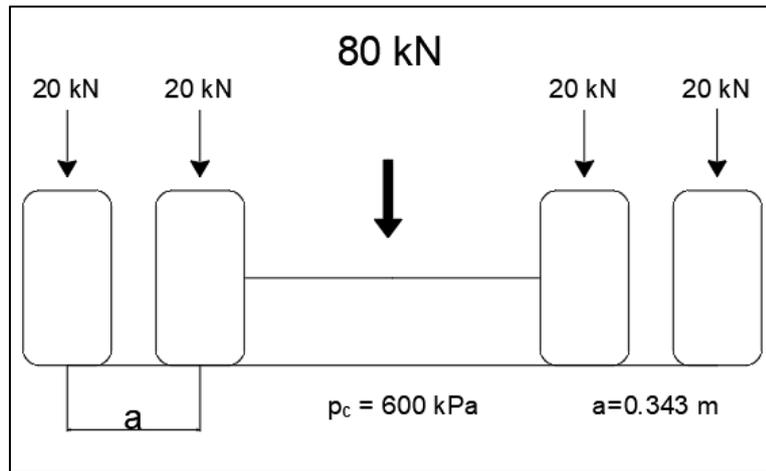


FIGURA 46 - ASSE STANDARD SINGOLO CON RUOTE GEMELLATE

Il traffico totale viene espresso in termini di passaggi di assi standard equivalenti, indicati con la sigla ESAL (*Equivalent Single Axle Load*), convertendo il numero di applicazioni di ciascun asse in un numero corrispondente di applicazioni dell'asse preso come riferimento, che produce sulla pavimentazione in esame gli stessi effetti in termini di danno. Il danno relativo dipende da molteplici fattori tra cui:

- il tipo di pavimentazione;
- le sue caratteristiche strutturali;
- la temperatura;
- la velocità di percorrenza del veicolo;
- la configurazione dell'asse.

Esso è legato al carico da una legge di potenza del tipo:

$$\frac{D_x}{D_0} = k \left(\frac{P_x}{P_0} \right)^n \quad (8)$$

in cui:

- D_x e D_0 rappresentano il danno prodotto rispettivamente dal carico P_x e dal carico di riferimento P_0 ;
- k è un coefficiente che tiene conto degli elementi sopraindicati;
- n assume un valore approssimabile a 4.

Dal punto di vista operativo, la conversione in assi standard in termini di danno viene fatta attraverso l'uso di coefficienti di equivalenza, anche detti EALF (*Equivalent Axle Load Factor*), i quali definiscono il danno atteso ad ogni passaggio del generico asse x in relazione ad un

numero equivalente di passaggi dell'asse standard. In maniera grezza può essere rappresentato dal seguente rapporto:

$$c_{e,x} = EALF = \frac{n_0}{n_x} = \left(\frac{P_x}{P_0}\right)^4 \quad (9)$$

dove n_0 e n_x sono rispettivamente il numero di passaggi dell'asse di riferimento e dell'asse considerato che conducono la sovrastruttura ad un prestabilito stato finale. Nel caso di pavimentazioni rigide, per il calcolo dei coefficienti di equivalenza il metodo AASHTO 1993 suggerisce la seguente relazione:

$$EALF = \frac{W_{t18}}{W_{tx}} \quad (10)$$

in cui

$$\log\left(\frac{W_{tx}}{W_{t18}}\right) = 4.62 \log(18 + 1) - 4.62 \log(L_x + L_2) + 3.28 \log L_2 + \frac{G_t}{\beta_x} - \frac{G_t}{\beta_{18}} \quad (11)$$

con

$$G_t = \log\left(\frac{4.5 - p_t}{4.5 - 1.5}\right) \quad (12)$$

$$\beta_x = 1.00 + \frac{3.63 \cdot (L_x + L_2)^{5.20}}{(D + 1)^{8.46} \cdot L_2^{3.52}} \quad (13)$$

dove:

- W_{tx} rappresenta il numero di applicazioni dell'asse x generico;
- W_{t18} rappresenta il numero di applicazioni dell'asse standard da 18 kips (80 kN);
- L_x è il carico [kip] sull'asse singolo o su un asse della configurazione tandem o tridem;
- L_2 è il codice identificativo dell'asse (1 per il singolo, 2 per il tandem e 3 per il tridem);
- D è lo spessore della pavimentazione in [in];
- p_t è il termine di funzionalità, il quale indica le condizioni per le quali la pavimentazione è malfunzionante e deve essere rifatta;
- G_t è espresso in funzione di p_t ;
- β_{18} è il valore di β_x quando L_x è pari a 18 e L_2 è pari a 1.

Nelle seguenti tabelle sono stati riportati i calcoli svolti per determinare l'EALF per ciascun asse preso in esame

TABELLA 12 - CALCOLO EALF

Asse [kN]	10	20	40	80
L_x [kips]	2	4	9	18
$L_{x,18}$	18	18	18	18
L_2	1	1	1	1
$L_{2,18}$	1	1	1	1
D [in]	8	8	8	8
p_t	2	2	2	2
β_x	1.000014	1.000216	1.004836	1.136101
β_{18}	1.1369	1.1369	1.1369	1.1369
G_t	-0.079	-0.079	-0.079	-0.079
$\log(W_{tx}/W_{t18})$	3.5351	2.4799	1.2809	0.0023
W_{tx}/W_{t18}	3428.778	301.923	19.096	1.005
EALF	0.0003	0.0033	0.0524	0.9947

Noti i coefficienti di equivalenza dei singoli assi, si passa al calcolo del coefficiente di equivalenza globale dato dalla media pesata degli stessi. Esso è pari a

$$C_e = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^t p_i \cdot c_{e,i,j} \quad (14)$$

dove:

- m rappresenta il numero di categorie di veicoli che compongono lo spettro di traffico;
- p_i è la percentuale corrispondente a ciascuna categoria;
- t il numero di assi dell' i -esimo veicolo;
- $c_{e,i,j}$ il coefficiente di equivalenza di ciascun asse.

Dallo spettro di traffico di progetto (Tabella 10), composto per l'80% da furgoni medi ed il restante 20% da autobus leggeri è stato calcolato il *Truck Factor* per ogni singolo asse j , coefficiente che calcola il danno equivalente in termini di asse standard, così come mostrato in Tabella 13:

TABELLA 13 - TFJ PER ASSE CONSIDERATO

N.	Tipo di veicolo	%	Distribuzione carico [kips]		T _%	TF _j
	Autoveicoli	90%	-		-	-
	Mezzi pesanti	10%				
1	Furgoni medi		10	20	80%	
	EALF		0.00029	0.00331		0.0036
14	Autobus urbani		40	80	20%	
	EALF		0.0524	0.9947		1.0470
					C _{e,h}	0.213

La stima del traffico di progetto, inteso come numero di passaggi dell'asse di riferimento, deve essere estesa per tutta la durata di servizio per la quale la pavimentazione è stata progettata, per questo l'ESAL sarà:

$$ESAL = 365 \cdot TGM \cdot G(y) \cdot TTF \cdot D_D \cdot D_L \cdot v_P \quad (15)$$

dove:

- TGM è il traffico giornaliero medio espresso in veicoli/giorno, riferito al numero totale di veicoli che transita nei due versi dell'intera sezione in esame;
- $G(y)$ è il fattore di crescita totale, che stima la crescita della percentuale dei veicoli pesanti, in funzione del tasso di incremento annuo r stimato su base statistica, e della vita utile della pavimentazione y secondo

$$G(y) = \frac{(1+r)^y - 1}{r} \quad (16)$$

- TTF è il Total Truck Factor, un coefficiente che stima il danno equivalente dei diversi tipi di assi di cui sono composti i veicoli pesanti;
- D_D è il *directional distribution factor* che esprime come si ripartisce il traffico nelle direzioni di marcia (di solito pari a 0.5);
- D_L è il *lane distribution factor* che dipende dal volume di traffico e dal numero di corsie dell'infrastruttura;
- v_P è la percentuale dei veicoli pesanti.

L'analisi della pavimentazione, essendo una fase dell'iter progettuale di primaria importanza, poiché si deve verificare e convalidare il regolare funzionamento dell'intero sistema, deve partire da un attento esame del periodo di analisi considerato. Esso deve essere suddiviso in più sottogruppi, i quali devono prendere in considerazione i diversi fattori che incidono sulle prestazioni della pavimentazioni nel corso della sua vita utile. La prima suddivisione avviene su base stagionale per tenere conto delle differenti modalità di variazione giornaliera della temperatura e dunque dei gradienti termici provocati; nella maggior parte dei casi si limita l'analisi al caso diurno cui corrispondono gradienti termici positivi e dunque tensioni di trazione nell'intradosso della lastra; altri fattori da considerare nella suddivisione del periodo di analisi riguardano la variazione del grado di umidità del sottofondo e dunque della sua capacità portante e le variazioni delle proprietà del conglomerato cementizio nel tempo.

Per quanto riguarda il traffico e la sua ripartizione all'interno del periodo di analisi, noto il flusso di progetto espresso in TGM (Traffico Giornaliero Medio) e la composizione dello spettro di traffico per il tipo di strada considerato, si perviene alla stima del numero $n_{j,m,i,g}$ di passaggi dell'asse j-esimo nel macro-periodo m-esimo, nel periodo stagionale i-esimo e per il gradiente orario g-esimo. Il procedimento risulta notevolmente semplificato se si fa riferimento unicamente ad un asse standard, rapportando il tutto, attraverso i coefficienti di omogeneizzazione, all'asse da 80 kN, ottenendo così:

$$\begin{aligned}
 & ESAL_1 + ESAL_2 + \dots + ESAL_M = \\
 & = \sum_{i=1}^P \sum_{g=1}^G n_{0.1ig} + \sum_{i=1}^P \sum_{g=1}^G n_{0.2ig} + \dots + \sum_{i=1}^P \sum_{g=1}^G n_{0.mig}
 \end{aligned} \tag{17}$$

dove:

- M è il numero totale dei macro-periodi dall'istante iniziale fino al termine della vita utile);
- P il numero dei periodi stagionali in cui sono suddivisi i macro-periodi;
- G il numero dei gradienti termici orari;
- $n_{0,mig}$ è la quota di assi standard corrispondente al macro-periodo m-esimo, al periodo stagionale i-esimo ed alla fascia oraria g-esima.

La stima del traffico da considerare in fase di verifica si basa sulla conoscenza del TGM sulla rete stradale esistente. Dal momento che l'applicazione delle pavimentazioni in calcestruzzo poroso in ambito stradale è indirizzata principalmente alle strade a basso traffico indicate in [64] sotto la categoria “*strade urbane di quartiere e locali*”, dalle soglie ivi indicate (400000, 1500000, 4000000), le quali sono riferite al numero di passaggi di mezzi pesanti con peso > 30 kN, si è passati, attraverso il coefficiente di equivalenza globale, ai tre diversi livelli di ESAL, tramite i quali sono stati individuati, attraverso il fattore di crescita totale, il fattore di distribuzione e la percentuale media di veicoli pesanti (10%), i tre diversi livelli di TGM per la rete urbana italiana (500, 1000, 2000), così come illustrato in Tabella 14.

A partire dai tre livelli di TGM, sono stati individuati i tre diversi livelli di passaggio, espressi in termini di passaggi equivalenti dell'asse standard, che verranno impiegati nelle successive verifiche. L'ESAL, la cui equazione di calcolo è stata sopra esposta, è stato calcolato per una vita utile $y = 20$ anni, un tasso medio di crescita $r = 2\%$, un $p_t = 2$ (valore consigliato in letteratura per le strade urbane), così come mostrato nella seguente Tabella 14.

TABELLA 14 - DATI ESAL

TGM	500	1 000	2 000
y	20	20	20
r	2%	2%	2%
v_P	10%	10%	10%
p_t	2	2	2
D_D	0.50	0.50	0.50
D_L	1.00	1.00	1.00
G₂₀	24.30	24.30	24.30
ESAL	225 000	450 000	900 000

3.3 ASPETTI CLIMATICI AGENTI SULLA PAVIMENTAZIONE

Il regime termico della pavimentazione costituisce un aspetto cruciale nel dimensionamento della stessa, dal momento che le sollecitazioni dovute all'escursione termica giornaliera sono spesso comparabili a quelle indotte dai carichi da traffico. La temperatura dell'aria è il fattore principale che concorre all'oscillazione termica interna alla pavimentazione: essa ha un andamento assumibile in prima approssimazione con una curva sinusoidale. Il periodo di oscillazione considerato tipicamente è giornaliero, mentre l'ampiezza stagionale della variazione sinusoidale dipende dalla temperatura dell'aria e dalla presenza del vento. Per effetto dell'irraggiamento solare, la temperatura istantanea interna delle lastre della pavimentazione ha un andamento ideale del tipo di quello indicato nella Figura 47, valutabile come esito di una temperatura media stagionale ΔT , uniforme su tutto lo spessore h e di una temperatura oraria variabile nello spessore.

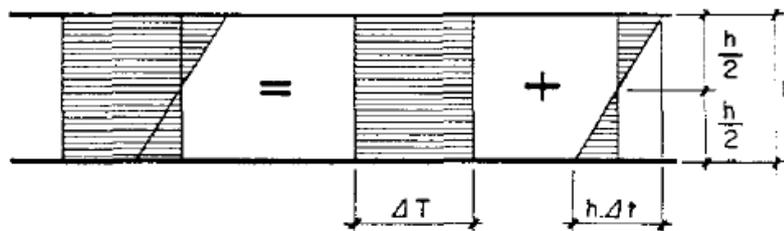


FIGURA 47 - RIPARTIZIONE DELLA TEMPERATURA IN UNA LASTRA IN PRESENZA DI GRADIENTE TERMICO

La variazione termica stagionale provoca dilatazioni o contrazioni longitudinali e trasversali contrastate dall'attrito presente tra la pavimentazione e il piano di posa: le deformazioni impedito generano uno stato di coazione nel calcestruzzo. Mentre in estate la dilatazione impedita genera uno stato di precompressione che riduce l'entità delle sollecitazioni di trazione risultanti dalla applicazione dei carichi di traffico e dalle variazioni giornaliere di temperatura, in inverno la contrazione impedita genera sollecitazioni di trazione che possono causare la fessurazione della pavimentazione soprattutto in caso di lastre molto lunghe non armate. All'interno della pavimentazione, l'andamento termico ha un andamento simile a quello registrato in superficie, ma l'inerzia termica del calcestruzzo causa oscillazioni sfasate rispetto alla variazione superficiale e di ampiezza ridotta in misura crescente con la profondità della pavimentazione (Figura 48 da [68]).

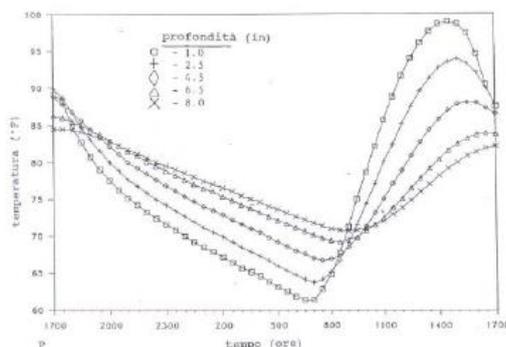


FIGURA 48 - ANDAMENTO DELLA TEMPERATURA NELLA LASTRA IN CALCESTRUZZO

L'entità delle sollecitazioni termiche giornaliere è direttamente influenzata dal valore del gradiente termico Δt fornito dalla espressione:

$$\Delta t = \frac{\Delta T}{h} \tag{18}$$

$$\Delta t(z) = \frac{T_S - T_{pav}(z)}{z} \tag{19}$$

Gradienti termici positivi ($\Delta t = 0.06 - 0.08 [^{\circ}C/mm]$), tipici delle ore diurne, determinano una deformata con concavità rivolta verso il basso (le fibre tese sono quelle della superficie superiore della lastra); durante la notte, invece, quando la temperatura della superficie superiore è minore di quella della superficie inferiore ($\Delta t = 0.02 - 0.04 [^{\circ}C/mm]$), il che corrisponde all'instaurarsi di gradienti termici negativi (le fibre tese sono quelle della superficie inferiore) la deformata termica presenta la concavità rivolta verso l'alto (Figura 49). Alle condizioni tenso-deformative termiche andrebbero sovrapposti gli effetti termo-igrometrici, dovuti alla differente ripartizione dell'umidità all'interno delle lastre. Alla deformata termica, per sovrapposizione degli effetti, deve essere sommata la deformazione indotta dal peso proprio, che tende a riportare le lastre stesse nella condizione indeformata.

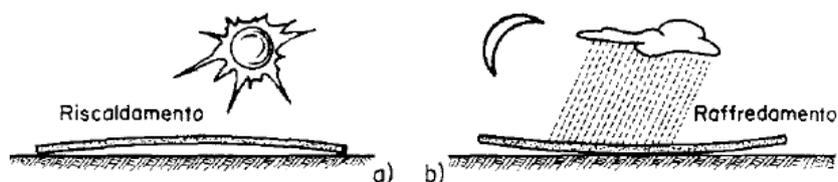


FIGURA 49 - DEFORMAZIONI DELLE LASTRE DOVUTE A VARIAZIONI GIORNALIERE DI TEMPERATURA

3.4 PROPRIETÀ MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO POROSO

In questo lavoro di tesi, partendo dai dati ricercati in bibliografia, si è passato direttamente alla fase di verifica della pavimentazione, considerando come input gli spessori di predimensionamento riportati nel Capitolo 2.5, in particolare:

- f_{ck} è la resistenza caratteristica a compressione cilindrica del calcestruzzo poroso;
- ν è il modulo di Poisson del calcestruzzo, valore fissato a 0.15;
- α è il coefficiente di dilatazione termica lineare del cls, pari a $10 \cdot 10^{-6} [^{\circ}C^{-1}]$;
- k è il modulo di reazione del sottofondo;
- h è lo spessore della lastra di calcestruzzo poroso.

Il valore utilizzato per il modulo di reazione del sottofondo non è stato calcolato con una prova di carico su piastra ma, al fine di tener conto delle sue variazioni stagionali legate al cambiamento delle condizioni di umidità al di sotto della pavimentazione, si è scelto di far riferimento a cinque diversi valori che spaziassero da una fondazione scadente ad una di ottima portanza. Al fine di desumere le proprietà e le caratteristiche di resistenza del materiale si è fatto riferimento al quadro normativo italiano [65], per cui a partire da f_{ck} si è calcolata la f_{cm} , valor medio della resistenza a compressione [65] (Cap. 11.2.10.1):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (20)$$

Tale valore viene impiegato nel calcolo del modulo elastico E [65] (Cap. 11.2.10.3):

$$E = 22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3} \quad (21)$$

Dalla conoscenza della resistenza a compressione si può passare al calcolo della resistenza media a trazione semplice f_{ctm} [65] (Cap. 11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ per classi } \leq C50/60 \quad (21)$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln[1 + f_{cm}/10] \text{ per classi } > C50/60 \quad (22)$$

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto pari a:

$$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} \quad (23)$$

3.5 DIMENSIONI TIPO DELLA LASTRA IN PROGETTO

La sovrastruttura stradale in calcestruzzo poroso, in funzione delle diverse applicazioni che può avere, è formata da due strati i quali vengono dimensionati seguendo due criteri differenti e che assolvono diverse funzioni. Il primo strato in calcestruzzo poroso è posto a diretto contatto con gli agenti atmosferici ed il carico veicolare, per questo ha la funzione di garantire una superficie viabile sicura agli utenti e resistere ai carichi strutturali cui è soggetta durante la vita utile; il secondo strato in misto granulare aperto, tipicamente monodimensionale, ha la funzione principale di aumentare la capacità drenante dell'intero pacchetto, facilitando lo smaltimento e allontanando nel minor tempo possibile l'acqua che cade sulla pavimentazione, oltre che garantire un piano di appoggio regolare con un maggior supporto per la lastra in calcestruzzo. I diversi scopi di funzionamento portano a diversi criteri di dimensionamento, infatti per la lastra ci si riferisce a modelli di calcolo strutturali, mentre per lo strato di fondazione si fa riferimento a modelli di calcolo di natura idrologica.

Per quanto riguarda le dimensioni della lastra, questa presenta una larghezza in funzione della configurazione della piattaforma stradale, così come riportato nel quadro normativo italiano [52]. In questo caso, poiché l'impiego del calcestruzzo poroso nelle pavimentazioni stradali è limitato a strade a basso traffico (Categoria F), ed ipotizzando la presenza di banchine pavimentate, la larghezza sarà pari a 6.5 m, così come mostrato in Figura 50.

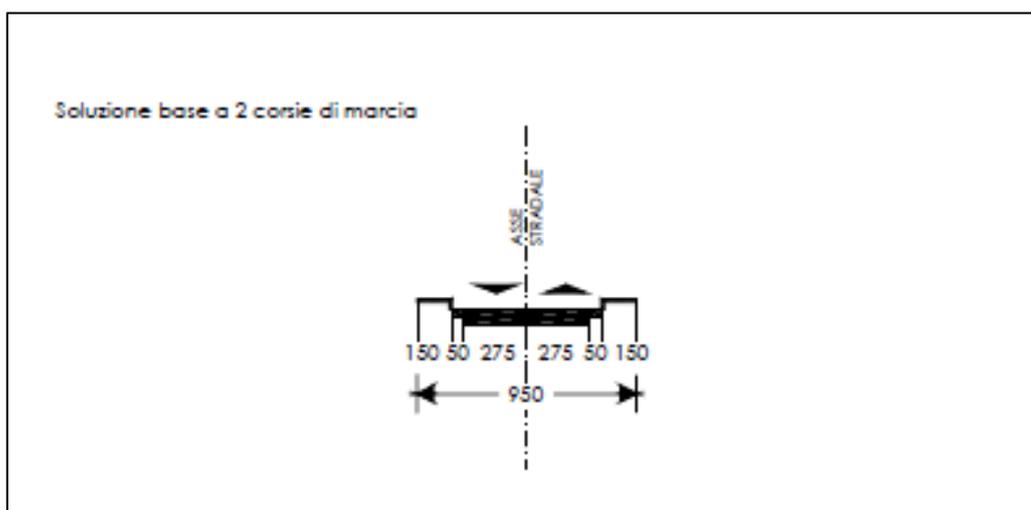


FIGURA 50 - DIMENSIONI TIPICHE DELLA PIATTAFORMA STRADALE, CAT. F

Per quanto riguarda la spaziatura dei giunti, poiché il materiale presenta un coefficiente di ritiro inferiore al calcestruzzo normale, si è fissata una lunghezza della lastra pari a 9 m.

Per venire incontro alle diverse esigenze progettuali, come i vincoli geometrici, oltre a queste dimensioni di stesa è stata presa in considerazione e successivamente sottoposta a verifica, una lastra più piccola di dimensioni minori, avente larghezza pari a 3.25 m e lunghezza pari 4.5 m, ovvero la metà dei valori precedentemente menzionati.

Tali valori dimensionali sono giustificati dal fatto che la tensione sviluppata per attrito all'interfaccia lastra-terreno risulta essere molto inferiore alla resistenza a trazione diretta del calcestruzzo (così come dimostrato nel cap. 3.7). Inoltre, facendo riferimento a [65], la deformazione totale da ritiro si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (24)$$

dove:

- ε_{cs} è la deformazione totale per ritiro
- ε_{cd} è la deformazione per ritiro da essiccamento
- ε_{ca} è la deformazione per ritiro autogeno.

La deformazione per ritiro autogeno è quella che avviene durante la fase di maturazione del getto entro i primi sette giorni, la quale provoca l'instaurarsi di un sistema di fessure in corrispondenza dei giunti già costruiti e si può calcolare come:

$$\varepsilon_{ca,inf} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (25)$$

mentre la deformazione per ritiro da essiccamento è quella che si manifesta a tempo infinito ed è in funzione dell'umidità relativa, della classe di resistenza e del parametro h_0 , la dimensione fittizia pari al rapporto tra il doppio dell'area della sezione di calcestruzzo ed il suo perimetro.

3.6 MODELLI PER LA VERIFICA A ROTTURA DELLA LASTRA: CARICO VEICOLARE

Una volta note le sollecitazioni massime dovute al carico veicolare e al gradiente termico, si deve eseguire la verifica in corrispondenza di determinati punti. Considerando il caso più critico, si deve verificare che tale valore di tensione sia minore del modulo di rottura M_R del calcestruzzo, se tale disequazione non è verificata, si avrà la fessurazione del materiale in corrispondenza del punto di applicazione del carico.

$$\sigma_c + \sigma_T \leq M_R \quad (26)$$

Tale tipo di verifica riguarda la rottura della pavimentazione per superamento della resistenza a trazione per flessione del calcestruzzo. Poiché tale tipo di rottura può avvenire anche in seguito ad una sola applicazione del carico, è necessario considerare non il complesso di veicoli, ma quello caratterizzato dal massimo peso per asse; alla massima tensione σ_c corrispondente occorre aggiungere anche la tensione di natura termica σ_T . Poiché è stato adottato un modello semplice di *Westergaard* è bene eseguire la verifica in corrispondenza dei punti critici associati alle diverse configurazioni di carico considerate.

La maggior parte dei metodi di calcolo proposti per la valutazione delle sollecitazioni indotte dal traffico fa ricorso alla teoria delle piastre sottili soggette a deformazioni (abbassamenti) piccole rispetto alle dimensioni in pianta della piastra: benché comunemente chiamate “lastre in calcestruzzo”, le pavimentazioni rigide sono strutturalmente piastre, in quanto solidi bidimensionali piani caricati sottoposti a distribuzioni di forze ortogonali al piano medio.

L'equazione differenziale, ricavata da J. L. Lagrange (1821), della superficie elastica di una piastra sottile soggetta ad un carico uniforme (q) perpendicolare alla sua superficie è fornita dall'espressione:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q - kw \quad (27)$$

in cui:

- k è il modulo di reazione del sottofondo [MN/m^3];
- w è l'abbassamento di un punto generico della piastra;
- D è la rigidità flessionale della piastra, fornita dalla relazione:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (28)$$

- E è il modulo di elasticità del calcestruzzo
- ν è il coefficiente di Poisson del calcestruzzo;
- h è lo spessore della piastra.

Nel 1929 *Westergaard* fornì tre soluzioni per il calcolo delle tensioni e degli abbassamenti in lastre di spessore uniforme, sollecitate da un unico carico posto al centro, al bordo e all'angolo, nelle ipotesi che:

- la lastra in calcestruzzo si comporta come un solido omogeneo, isotropo ed elastico in equilibrio;
- le reazioni del sottofondo sono verticali e proporzionali alla deformazione w della lastra (sottofondo alla Winkler);
- il modulo di reazione del sottofondo k è costante in ogni punto e indipendente dall'abbassamento della lastra;
- la reazione unitaria q del piano di posa è proporzionale al cedimento verticale z secondo il modulo di reazione k

$$q = -k \cdot z \quad (29)$$

- segmenti rettilinei e perpendicolari al piano medio della lastra si mantengono rettilinei e perpendicolari al piano medio;
- il carico al centro ed all'angolo della lastra è distribuito uniformemente su un'area di contatto circolare; per il carico all'angolo la circonferenza dell'area di contatto sia tangente ai bordi della lastra;
- il carico al bordo della lastra è distribuito uniformemente su un'area di contatto semicircolare, con diametro posto lungo il bordo della lastra stessa;
- nel caso di carico al centro, segmenti rettilinei nella lastra si mantengono rettilinei e perpendicolari al piano medio; nel caso di carico al bordo, tale ipotesi è abbandonata nelle immediate vicinanze del carico.

Viste le ipotesi formulate, le equazioni di *Westergaard* sono state impiegate per il calcolo delle tensioni nei casi in cui la deformata risultante dalla sovrapposizione degli effetti indotti dal carico di esercizio, dalle sollecitazioni termiche, dal peso proprio e dal cedimento elastico del piano di posa determini la condizione di contatto perfetto tra la lastra e il piano di posa al di sotto del carico di esercizio. La teoria di *Westergaard* fornisce soluzioni in forma chiusa per

lastre sottili di dimensioni finite per tre differenti condizioni di carico. Le equazioni consentono il calcolo della tensione massima di trazione indotta dall'applicazione di un carico concentrato sulla superficie della piastra ed il relativo abbassamento.

Il carico P è valutato in base allo spettro di traffico proposto dal CNR (Tabella 10) per il tipo di strada considerata, in particolare strade urbane di quartiere e locali per cui l'80% è costituito da furgoni medi, mentre il restante 20% da autobus leggeri, considerando i relativi pesi per asse. per quanto riguarda la pressione di gonfiaggio degli pneumatici si è fatto riferimento ad un valore medio di 600 kPa (da "<https://www.pneumaticileader.it/consigli-pneumatici/tabella-gonfiaggio-pneumatici-camion>").

Carico posto all'angolo della lastra

La tensione massima e la deflessione corrispondente si verificano a una distanza dal vertice pari a $2.38 \cdot (al)^{1/2}$ e si calcolano con le espressioni:

$$\sigma_a = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right)^{0.6} \right] \quad (30)$$

$$w_a = \frac{P}{kl^2} \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (31)$$

in cui:

- P è il carico totale trasmesso attraverso l'area di contatto, considerato pari a metà valore dell'asse più caricato previsto dallo spettro di traffico [kN];
- h è lo spessore della lastra;
- a è il raggio della superficie di impronta supposta circolare;
- k è il modulo di reazione del sottofondo;
- l è il raggio di rigidità relativa pari a:

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)k}} \quad (32)$$

Carico posto al centro della lastra

La tensione massima e la corrispondente deflessione si verificano in asse all'area di carico e nell'intradosso della lastra e si calcolano con le seguenti espressioni (nelle ipotesi di carico sufficientemente lontano dai bordi e dagli angoli:

$$\sigma_c = \frac{0.316P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{b} \right) + 1.609 \right] \quad (33)$$

$$w_c = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \frac{1}{2\pi} \left[\ln \left(\frac{a}{2l} \right) - 0.673 \right] \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \quad (34)$$

con:

$$b = a \text{ se } a \geq 1.724 * h;$$

$$b = \sqrt{1.6a^2 + h^2 - 0.675h} \text{ se } a < 1.724 * h$$

Carico posto al bordo della lastra

Si distinguono due sottocasi:

- area di carico circolare compresa interamente sulla superficie della lastra e tangente al bordo;
- area semicircolare posta a cavallo del giunto (in cui si utilizza un valore dimezzato del carico P).

I valori massimi si verificano in asse all'area dell'impronta e all'estradosso della lastra, nella condizione di carico sufficientemente lontano dal centro e dagli angoli

$$\sigma_{b-circ} = \frac{0.803P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{a} \right) + 0.666 \left(\frac{a}{l} \right) - 0.034 \right] \quad (35)$$

$$\sigma_{b-semicirc} = \frac{0.803P}{h^2} \left[4 \log \left(\frac{l}{a} \right) + 0.282 \left(\frac{a}{l} \right) + 0.650 \right] \quad (36)$$

$$w_{b-circ} = \frac{0.431P}{kl^2} \left[1 - 0.82 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (37)$$

$$w_{b-semicirc} = \frac{0.431P}{kl^2} \left[1 - 0.349 \left(\frac{a}{l} \right) \right] \quad (38)$$

3.7 MODELLI PER LA VERIFICA A ROTTURA DELLA LASTRA:

CURLING E ATTRITO

Passando all'esame degli stati di coazione provocati da un gradiente termico esistente tra l'intradosso e l'estradosso della pavimentazione (associabile alla variazione di temperatura di tipo giornaliero), si utilizza il modello classico di piastra elastica inflessa. Avendo già ampiamente trattato cosa succede all'interno della lastra per effetto delle sollecitazioni di natura climatica, il loro effetto viene calcolato partendo dall'ipotesi di estensione infinita della lastra nelle due direzioni del piano orizzontale; il legame tra deformazioni e tensioni si ricava dalla legge di Hooke:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) \quad (39)$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu \cdot \sigma_x) \quad (40)$$

Imponendo alternativamente le condizioni $\varepsilon_x = 0$ e $\varepsilon_y = 0$, risolvendo per ciascuna condizione, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti e tenendo conto della relazione

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \alpha \frac{\Delta T}{2} \quad (41)$$

si ricava

$$\sigma_x = \sigma_y = \alpha \frac{E}{(1 - \nu^2)} \frac{\Delta T}{2} (1 - \nu) \quad (42)$$

con α coefficiente di dilatazione termica lineare del calcestruzzo.

Le formule sopra riportate si possono applicare, con le dovute approssimazioni, alle lastre continue (centro lastra). Per le lastre di dimensione finita, l'impianto analitico rimane valido a

condizione di utilizzare dei coefficienti correttivi come quelli proposti da *Bradbury* (1938) ricavabili dal nomogramma di Figura 51, in funzione del rapporto della lunghezza della lastra nella direzione considerata (L_x o L_y) e il raggio di rigidità relativa l . Al centro lastra si ricava

$$\sigma_x = \alpha \frac{E}{(1 - \nu^2)} \frac{\Delta T}{2} (C_x + \nu C_y) \quad (43)$$

$$\sigma_y = \alpha \frac{E}{(1 - \nu^2)} \frac{\Delta T}{2} (C_y + \nu C_x) \quad (44)$$

In corrispondenza del bordo si annulla la componente nella direzione a esso ortogonale mentre all'angolo si annullano entrambe.

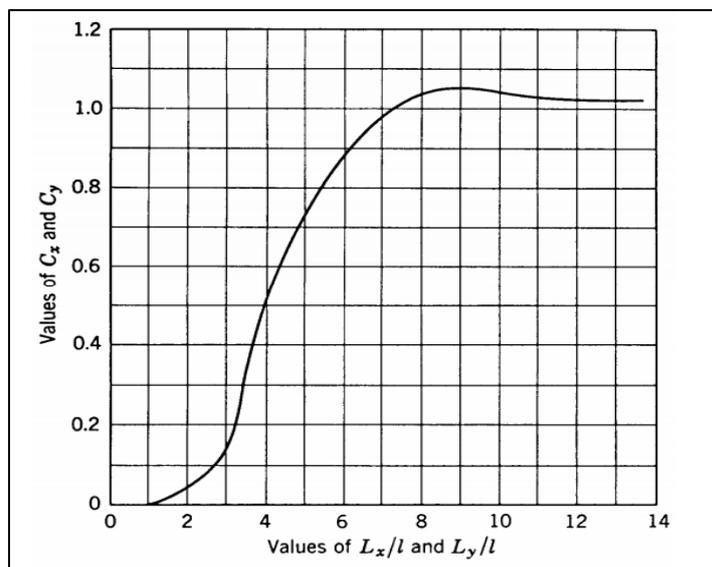


FIGURA 51 - NOMOGRAMMA DI BRADBURY PER LASTRE DI DIMENSIONE FINITA

Le equazioni proposte dalla teoria di *Bradbury*, valida per condizioni di appoggio perfetto lastra-piano di posa, trascurano la geometria e il peso proprio delle lastre, che nella realtà influenzano l'entità delle sollecitazioni termiche nelle condizioni di contatto parziale. *Eisenmann* (1970) definì perciò i concetti di “lunghezza critica”, e di “lunghezza libera di inflessione”. La lunghezza critica L_{cr} è lunghezza della piastra in corrispondenza della quale la freccia della deformata termica dovuta ad un gradiente termico positivo e costante è uguale a quella provocata dal peso proprio (la lastra tocca il terreno solamente in un punto, oltre che i quattro angoli). Il valore della lunghezza critica L_{cr} , a seconda che trattasi di lastre:

- forma rettangolare (rapporto L_x/L_y rispettivamente $0.8 \leq o \leq 1.2$):

$$L_{cr} = 200 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha \frac{\Delta T}{h} E} \quad (45)$$

- forma quadrata (rapporto $0.8 < L_x/L_y < 1.2$):

$$L_{cr} = 228 \cdot h \cdot \sqrt{\alpha \frac{\Delta T}{h} E} \quad (46)$$

in cui:

- h è lo spessore della lastra in calcestruzzo [mm];
- E è il modulo di Young del calcestruzzo in [N/mm²];
- α è il coefficiente di dilatazione termica lineare in [°C⁻¹];
- $\Delta T/h$ è il gradiente termico in [°C/mm].

La lunghezza libera di inflessione L_r è la distanza tra i due punti nei quali agisce la risultante della reazione del terreno considerata distribuita con legge triangolare, definita da *Eisenmann* come

$$L_r = L - \frac{2}{3} C \quad (47)$$

in cui C è la lunghezza di appoggio della lastra, calcolata secondo la seguente espressione

$$C = 4.5 \cdot \sqrt{\frac{h}{k \cdot \Delta t}} \quad (48)$$

in cui:

- h è lo spessore della lastra in calcestruzzo [mm];
- k è il modulo di reazione del sottofondo in [N/mm³];
- Δt è il gradiente termico in [°C/mm].

Ipotizzando la lastra appoggiata agli estremi, *Eisenmann* ha dimostrato che:

- quando la lunghezza libera di inflessione è molto maggiore della lunghezza critica, la parte centrale della lastra di calcestruzzo rimane ancorata al centro. In questa parte

centrale la tensione relativa al *warping* (tensione di trazione per flessione all'intradosso in direzione longitudinale nel centro della lastra) è:

$$\sigma_t = \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2(1 - \nu)} \quad \text{per } L_r \geq 1.1 \cdot L_{cr} \quad (49)$$

- oltre la parte centrale della lastra, che è rimasto ancorata al sottofondo, nasce una tensione simile alla precedente, ma maggiorata del 20%:

$$\sigma_t' = 1.2 * \frac{E \cdot \alpha \cdot \Delta T}{2(1 - \nu)} \quad (50)$$

- quando la lunghezza libera di inflessione è molto minore della lunghezza critica, allora la tensione ridotta sarà pari a:

$$\sigma_t'' = \left(\frac{L_r}{0.9 \cdot L_{cr}} \right)^2 \cdot \frac{E \alpha \Delta T}{2(1 - \nu)} \quad \text{per } L_r \leq 0.9 \cdot L_{cr} \quad (51)$$

Le formule sopra riportate si riferiscono alla tensione che si genera nella lastra in direzione longitudinale; per calcolare la tensione in direzione trasversale la lunghezza L e la lunghezza libera di inflessione L_r devono essere sostituite dalla larghezza della lastra. Inoltre, a causa della condizione di stress uni-assiale, *Eisenmann* considera la tensione di origine termica al centro del bordo della lastra come l'85% della tensione al centro della lastra nella stessa direzione.

In Figura 52 (da [62]) vengono rappresentati i tre diversi livelli tensionali generati da un gradiente termico, così come sopra riportato.

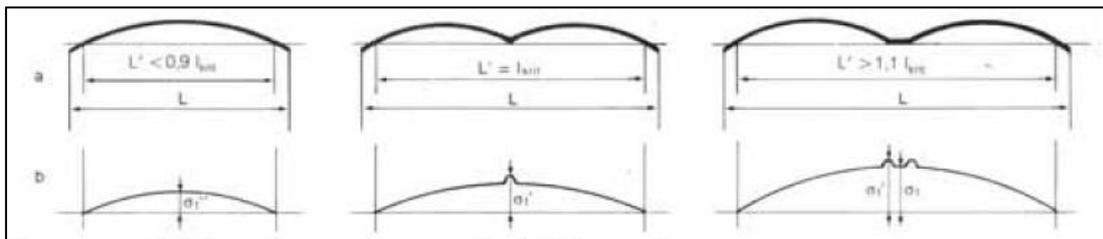


FIGURA 52 - CONDIZIONI PROPOSTE DA EISENMANN PER IL CALCOLO TENSIONALE

Per quanto riguarda l'attrito, le relative forze all'interfaccia vengono mobilitate in conseguenza delle variazioni volumetriche subite per effetto di un gradiente termico uniforme legato alle variazioni stagionali di temperatura. La distribuzione delle tensioni all'interfaccia segue una legge non lineare e determina l'insorgenza di uno stato di coazione per contrazione impedita che raggiunge il valore massimo in corrispondenza della sezione posta al centro della lastra.

Assumendo un andamento costante delle tensioni di attrito, il calcolo della tensione massima di trazione indotta nel calcestruzzo si effettua imponendo l'equilibrio per una lunghezza unitaria della sezione, secondo la seguente formula:

$$\sigma_c = f_a \cdot \frac{L}{2} \cdot \gamma_c \quad (52)$$

in cui:

- f_a è il coefficiente di attrito medio (generalmente posto pari a 1.5);
- γ_c è la massa volumica del calcestruzzo;
- L è lo spessore della lastra.

A titolo dimostrativo si riporta il calcolo effettuato per tre diversi possibili valori di massa volumica del calcestruzzo drenante, ed in tutti e tre i casi il livello di tensione che si sviluppa risulta essere molto inferiore alla resistenza a trazione della lastra.

TABELLA 15 - TENSIONI PER ATTRITO

γ [kg/m ³]	1600	1800	2000
f_a [-]	1.5	1.5	1.5
L [m]	9	9	9
σ [MPa]	0.108	0.1215	0.135

3.8 MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A FATICA DELLA PAVIMENTAZIONE

Per i conglomerati cementizi la legge che descrive il fenomeno della fatica è espressa analiticamente mediante la formula del tipo:

$$\log(N) = f_1 - f_2 \left(\frac{\sigma}{M_R} \right) \quad (53)$$

dove σ rappresenta la tensione critica (somma di quella generata dai carichi e dal gradiente termico) relativa alla condizione di carico considerata, M_R il modulo di rottura, f_1 e f_2 costanti di regressione che dipendono dalla legge sperimentale adottata. A titolo di esempio si riportano le espressioni delle leggi di fatica valide per il calcestruzzo:

- *Darter e Barenberg* (in caso di JPCP senza manutenzione)

$$\log N_f = 16.61 - 17.61 \left(\frac{\sigma}{M_R} \right) \quad (54)$$

- *Portland Cement Association*

$$\log N_f = 11.737 - 12.077 \left(\frac{\sigma}{M_R} \right) \text{ se } \frac{\sigma}{M_R} \geq 0.55 \quad (55)$$

$$N_f = \left(\frac{4.2577}{\frac{\sigma}{M_R} - 0.4325} \right)^{3.268} \text{ se } 0.45 < \frac{\sigma}{M_R} < 0.55 \quad (56)$$

L'espressione è valida per valori del rapporto tra tensione critica e resistenza a trazione superiori a 0.45, mentre al di sotto di tale soglia la sperimentazione indica che il calcestruzzo non subisce fenomeni di fatica esibendo una durata teoricamente infinita.

Sulla base di quanto espresso sui dati di traffico nel paragrafo, per ogni asse j-esimo si ricava il numero di ripetizioni a rottura $N_{j,m,i,g}$ relativo al macro-periodo m-esimo, periodo stagionale i-esimo e gradiente orario g-esimo. La verifica si effettua applicando la legge di Miner, che diventa:

$$\sum_{j=1}^A \sum_{m=1}^m \sum_{i=1}^P \sum_{g=1}^G \frac{n_{j,m,i,g}}{N_{j,m,i,g}} \leq 1 \quad (57)$$

Nel caso in esame, non disponendo di una chiara suddivisione del traffico nei diversi macro-periodi e nei diversi gradienti orari, ed avendo considerato, sulla base dei dati reperibili, un solo macro-periodo ed uniformato i passaggi sulla rete stradale esistente al numero equivalente di passaggi dell'asse preso come riferimento, l'espressione sopra riportata diventa:

$$D_r = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (58)$$

nella quale D_r rappresenta l'indice di danno accumulato dalla pavimentazione per tutta la vita utile (nel nostro caso 20 anni), m è il numero totale dei gruppi di carico (in questo caso solo l'asse standard, $m=1$), n_i è il numero stimato di ripetizioni per l'i-esimo gruppo di carico (ESAL a 20 anni calcolato nel paragrafo) e N_f è il numero di ripetizioni ammissibili per l'i-esimo gruppo di carico. La verifica è soddisfatta se e solo se, alla fine della vita di progetto della pavimentazione, l'indice di danno accumulato è minore dell'unità (Legge di *Miner*).

In questo lavoro di tesi, la verifica a fatica ed il conseguentemente calcolo del numero di ripetizioni ammissibile N_f per la pavimentazione progettata è stata condotta seguendo due strade diverse con lo scopo di avere dei risultati da confrontare; il primo metodo si basa sulla procedura proposta dalla *Portland Cement Association*, il secondo sul metodo dell'*AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)*.

3.8.1 METODO PCA

Il metodo proposto dalla Portland Cement Association è di tipo razionale e si basa essenzialmente su due criteri di progetto legati rispettivamente alla rottura per fatica della lastra e all'erosione del sottofondo prodotti dal ripetuto passaggio dei veicoli. In termini operativi l'applicazione del metodo avviene mediante l'utilizzo di tabelle e nomogrammi di calcolo elaborati dalla PCA con l'ausilio di un codice agli elementi finiti.

Il criterio di verifica a fatica è governato dalla tensione di trazione per flessione generata nella lastra prodotta da un dato carico e da un dato tipo di asse. Il valore di tensione prodotto, che deve essere quello più critico (corrispondente alla condizione di carico sul bordo della lastra) deve essere moltiplicato per 0.894 (da [59]), per tener conto che soltanto una piccola percentuale del traffico pesante (circa il 6%) non viaggia nella parte centrale della corsia, ma con gli assi percorre il bordo della pavimentazione. Tale grandezza è indicata con la sigla ES (tensione equivalente) e può essere ricavata a partire dai valori di tensione calcolata con le formule di Westergaard, al variare del tipo di calcestruzzo, dello spessore della lastra e del diverso valore che può assumere il modulo di reazione del sottofondo, poi moltiplicato per il fattore di riduzione del traffico. Il valore ES deve essere poi rapportato al modulo di rottura M_R , ricavando così, il fattore di tensione relativa SRF:

$$SRF = \frac{ES}{M_R} \quad (59)$$

Noto il carico per asse (18 kips) ed incrociando il parametro SRF , dal nomogramma in Figura 53 si determina il numero di ripetizioni ammissibili N_f dell'asse considerato.

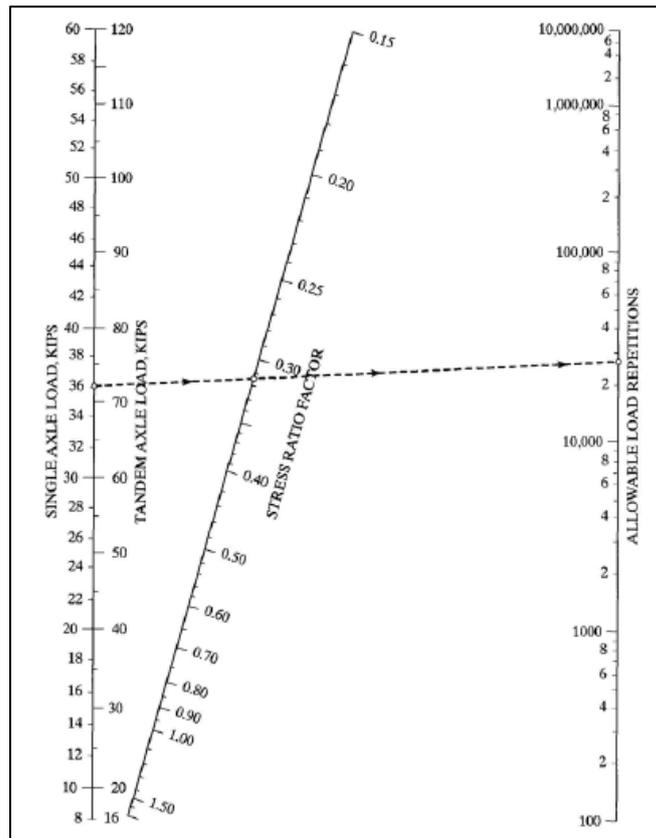


FIGURA 53 - NOMOGRAMMA PER IL CALCOLO DI NF PER LA VERIFICA A FATICA

La valutazione dei parametri SRF e N si effettua per ciascun tipo di asse che compone lo spettro di traffico di progetto. In parallelo, dall'analisi del traffico si può stimare il numero di ripetizioni n relative a ciascuna asse durante la vita utile, e in conformità con la legge di Miner si sommano i rapporti i -esimi n_i/N_i che devono dare, ai fini di una verifica positiva, un valore inferiore a 1.

Nel caso del fenomeno di erosione del sottofondo, il calcolo passa attraverso la determinazione di un fattore di erosione EF sempre mediante tabelle elaborate in funzione dello spessore della lastra, del modulo di reazione del sottofondo e della configurazione dell'asse. Le tabelle elaborate dalla PCA per questo tipo di verifica son quattro, ottenute combinando oltre al tipo di banchina anche il meccanismo di trasmissione dei carichi, distinguendo le pavimentazioni prive di armature da quelle dotate di armatura ai giunti. A titolo dimostrativo si riporta in Figura 54 la tabella per il calcolo del fattore di erosione per lastre senza barre di partecipazione nei giunti e con banchine pavimentate (da [59]).

Slab thickness (in.)	k of Subgrade-subbase (pci)					
	50	100	200	300	500	700
4	3.46/3.49	3.42/3.39	3.38/3.32	3.36/3.29	3.32/3.26	3.28/3.24
4.5	3.32/3.39	3.28/3.28	3.24/3.19	3.22/3.16	3.19/3.12	3.15/3.09
5	3.20/3.30	3.16/3.18	3.12/3.09	3.10/3.05	3.07/3.00	3.04/2.97
5.5	3.10/3.22	3.05/3.10	3.01/3.00	2.99/2.95	2.96/2.90	2.93/2.86
6	3.00/3.15	2.95/3.02	2.90/2.92	2.88/2.87	2.86/2.81	2.83/2.77
6.5	2.91/3.08	2.86/2.96	2.81/2.85	2.79/2.79	2.76/2.73	2.74/2.68
7	2.83/3.02	2.77/2.90	2.73/2.78	2.70/2.72	2.68/2.66	2.65/2.61
7.5	2.76/2.97	2.70/2.84	2.65/2.72	2.62/2.66	2.60/2.59	2.57/2.54
8	2.69/2.92	2.63/2.79	2.57/2.67	2.55/2.61	2.52/2.53	2.50/2.48
8.5	2.63/2.88	2.56/2.74	2.51/2.62	2.48/2.55	2.45/2.48	2.43/2.43
9	2.57/2.83	2.50/2.70	2.44/2.57	2.42/2.51	2.39/2.43	2.36/2.38
9.5	2.51/2.79	2.44/2.65	2.38/2.53	2.36/2.46	2.33/2.38	2.30/2.33
10	2.46/2.75	2.39/2.61	2.33/2.49	2.30/2.42	2.27/2.34	2.24/2.28
10.5	2.41/2.72	2.33/2.58	2.27/2.45	2.24/2.38	2.21/2.30	2.19/2.24
11	2.36/2.68	2.28/2.54	2.22/2.41	2.19/2.34	2.16/2.26	2.14/2.20
11.5	2.32/2.65	2.24/2.51	2.17/2.38	2.14/2.31	2.11/2.22	2.09/2.16
12	2.28/2.62	2.19/2.48	2.13/2.34	2.10/2.27	2.06/2.19	2.04/2.13
12.5	2.24/2.59	2.15/2.45	2.09/2.31	2.05/2.24	2.02/2.15	1.99/2.10
13	2.20/2.56	2.11/2.42	2.04/2.28	2.01/2.21	1.98/2.12	1.95/2.06
13.5	2.16/2.53	2.08/2.39	2.00/2.25	1.97/2.18	1.93/2.09	1.91/2.03
14	2.13/2.51	2.04/2.36	1.97/2.23	1.93/2.15	1.89/2.06	1.87/2.00

FIGURA 54 - TABELLA PER IL CALCOLO DELL' EF PROPOSTA DAL PCA

Noto il parametro EF relativo a ciascun asse, si determina col nomogramma in Figura 55 il numero di ripetizioni ammissibili a essi corrispondenti, assicurandosi che la somma dei danni relativi cumulati secondo la legge di Miner deve essere inferiore all'unità.

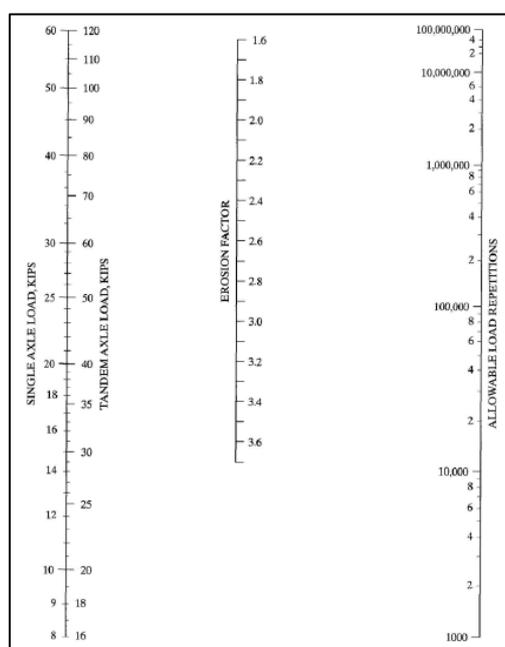


FIGURA 55 - NOMOGRAMMA PER IL CALCOLO DI NF PER LA VERIFICA ALL'EROSIONE DEL SOTTOFONDO

La verifica proposta dalla PCA presuppone che siano soddisfatte contemporaneamente le condizioni relative a entrambi i criteri.

3.8.2 METODO AASHTO

Il seguente metodo si basa sulle equazioni empiriche ottenute dall' *AASHTO Road Test*, successivamente implementate con delle modifiche basate sulla teoria e l'esperienza. L'equazione che sta alla base di questa procedura può essere usata sia in fase di dimensionamento, ottenendo come output lo spessore minimo della pavimentazione a partire dal numero di applicazioni dell'asse standard nel corso della vita utile, sia in fase di verifica, dove partendo da un dato spessore si ricava il numero ammissibile di passaggi dell'asse standard, utilizzato per la verifica della legge di Miner. L'equazione è la seguente

$$\log W_{18} = Z_R S_0 + \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log \left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + 1.624 \cdot 10^7 / (D + 1)^{8.46}} + (4.22 - 0.32p_t) \log \left\{ \frac{S_c C_d (D^{0.75} - 1.132)}{215.63J [D^{0.75} - 18.42 / (E_c/k)^{0.25}]} \right\} \quad (60)$$

dove:

- W_{18} è il numero di passaggi ammissibili dell'asse standard nell'intera vita di servizio;
- Z_r è la deviazione normale calcolata per un dato livello di affidabilità R, così come illustrato in Tabella (da [59]);

TABELLA 16 - CALCOLO DEVIAZIONE NORMALE

Table 2.2. Suggested Levels of Reliability for Various Functional Classifications

Functional Classification	Recommended Level of Reliability	
	Urban	Rural
Interstate and Other Freeways	85-99.9	80-99.9
Principal Arterials	80-99	75-95
Collectors	80-95	75-95
Local	50-80	50-80

NOTE: Results based on a survey of the AASHTO Pavement Design Task Force.

Table 4.1. Standard Normal Deviate (Z_R) Values Corresponding to Selected Levels of Reliability

Reliability, R (percent)	Standard Normal Deviate, Z_R
50	-0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

- s_0 è la deviazione standard, per le pavimentazioni rigide è compresa tra 0.35 e 0.40 (*AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*);
- D è lo spessore della pavimentazione [in];

- p_t è l'indice di funzionalità finale, termine ultimo della pavimentazione, per le strade locali si consiglia un valore pari a 2 (*AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*);
- ΔPSI è un coefficiente che indica la durata della pavimentazione, dato dalla differenza tra p_l e $p_t = 4.5 - 2$;
- S_c è il modulo di rottura del calcestruzzo [psi];
- C_d è il coefficiente di drenaggio, stimato dalla seguente Tabella (da [59]);

TABELLA 17 - CALCOLO COEFFICIENTE DI DRENAGGIO

TABLE 12.20 Recommended Values of Drainage Coefficients C_d for Rigid Pavements

Quality of drainage	Water removed within	Percentage of time pavement structure is exposed to moisture levels approaching saturation			
		Less than 1%	1-5%	5-25%	Greater than 25%
Excellent	2 hours	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Good	1 day	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Fair	1 week	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Poor	1 month	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Very poor	Never drain	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Source. After AASHTO (1986).

- J è il coefficiente di trasferimento del carico, stimato con dalla seguente Tabella (da [59]);

TABELLA 18 - CALCOLO COEFFICIENTE DI TRASFERIMENTO DEL CARICO

TABLE 12.19 Recommended Load Transfer Coefficient for Various Pavement Types and Design Conditions

Type of shoulder	Asphalt		Tied PCC	
	Yes	No	Yes	No
JPCP and JRC	3.2	3.8-4.4	2.5-3.1	3.6-4.2
CRCP	2.9-3.2	N/A	2.3-2.9	N/A

Source. After AASHTO (1986).

- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo [psi];
- k è il modulo corretto di reazione del sottofondo [pci], il quale viene calcolato con l'ausilio del grafico in Figura 56, per tener conto di un non perfetto supporto della lastra da parte del sottofondo (nei calcoli si è ipotizzato un $LS=1$).

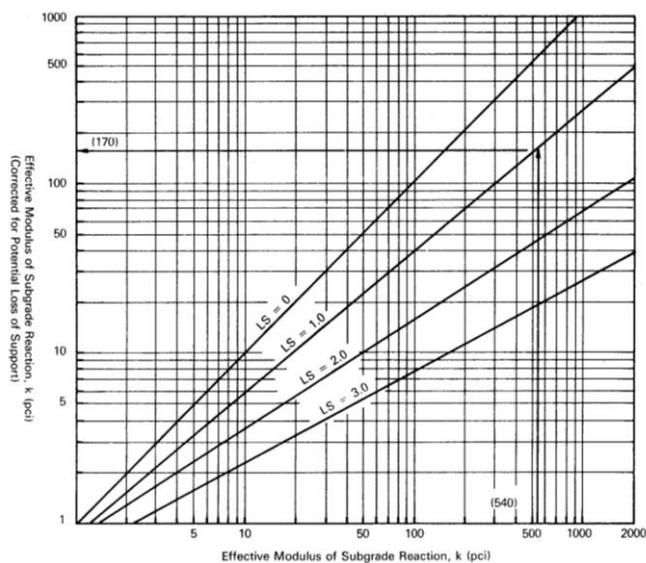


FIGURA 56 - MODIFICA MODULO DI REAZIONE K ATTRAVERSO LS

Così come proposto in letteratura [59] sia in fase di progetto che in fase di verifica è possibile sostituire l'intera equazione con l'utilizzo in sequenza di una serie di tabelle, basate sui diversi dati di input sopra elencati.

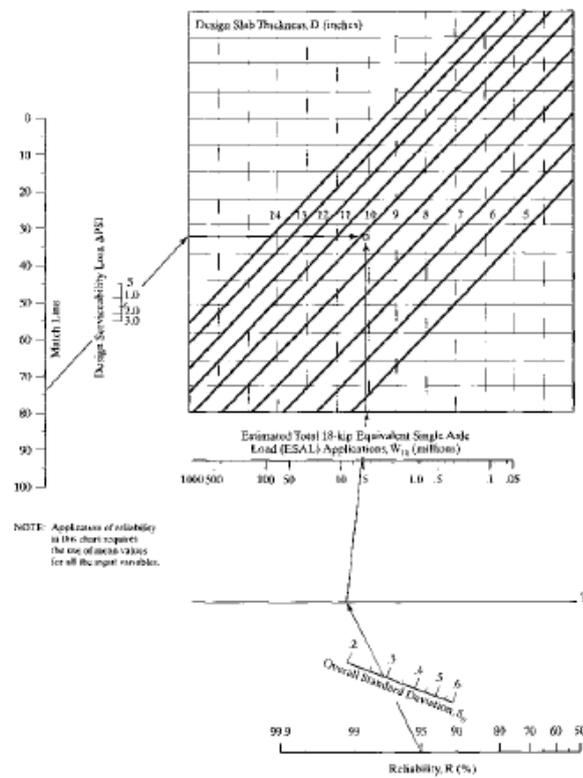
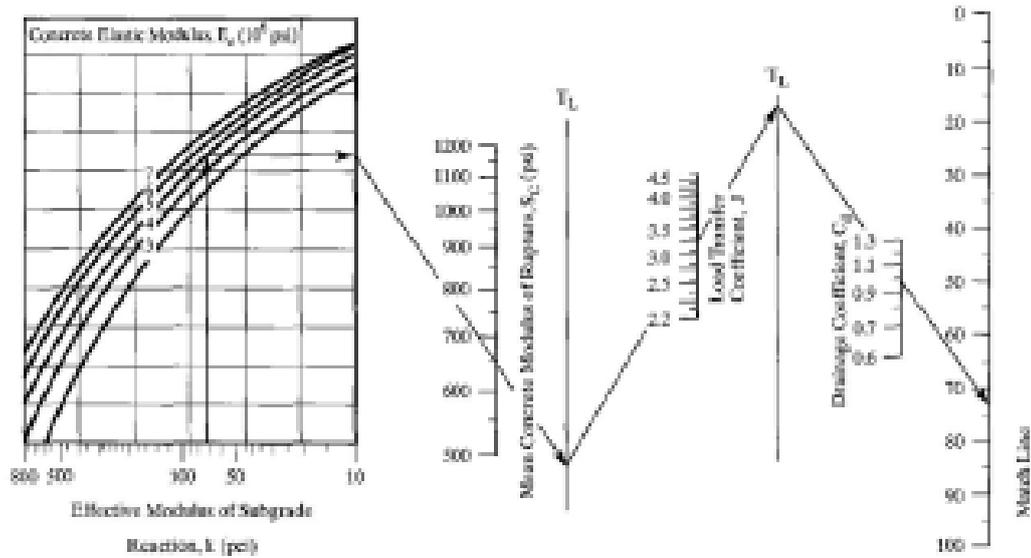


FIGURA 57 - GRAFICI DI PROGETTAZIONE (AASHTO)

In questo lavoro di tesi, nella fase di verifica della pavimentazione, si è scelto di non utilizzare le suddette tabelle, ma di applicare direttamente l'equazione sulla base dei seguenti dati:

3.9 MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DELLA LAISTRA IN ESERCIZIO

In aggiunta alle verifiche di resistenza e di rottura a fatica, nel progetto delle pavimentazioni si devono prendere in considerazione i fenomeni del *pumping* e del *faulting*, le quali cause ed effetti sono stati discussi nel Capitolo. Data l'assenza in letteratura di modelli consolidati per la stima di tali danneggiamenti si è fatto riferimento ai modelli riportati in [59] ed elaborati dal COPES (1985) per pavimentazioni senza armatura in corrispondenza dei giunti.

Per quanto riguarda il fenomeno del *pumping*, la sua valutazione avviene sulla base del calcolo del parametro *Pumping Index* (PI) variabile in un intervallo tra 0 e 3, secondo la seguente scala di severità:

- 0 per assenza di pumping;
- 1 per il livello di severità basso;
- 2 per il livello di severità medio;
- 3 per il livello di severità massima, in corrispondenza del quale è necessario intervenire sulla pavimentazione

Il calcolo dell'indice avviene con la seguente formula:

$$PI = (N_{18})^{0.443}[-1.479 + 0.255(1 - S) + 0.0605(P)^{0.5} + 52.65(h)^{-1.747} + 0.0002269(FI)^{1.205}] \quad (61)$$

dove:

- N_{18} è il numero di passaggi dell'asse equivalente nel corso della vita utile in milioni;
- S è un coefficiente relativo al tipo di terreno secondo la classificazione AASHTO (0 per terreni di classe compresa tra A1 e A3, 1 per terreni di classe compresa tra A4 e A7);
- P rappresenta la quantità totale di precipitazione annua (in cm) calcolata sempre dalla banca dati meteorologica (Appendice);
- h è lo spessore della lastra (in *inches*);
- FI è il parametro Freezing index, rappresentante il numero dei giorni in un anno in cui la $T_{media} < 0$;
- D è un indicatore relativo alla presenza o meno di un sistema di sub drenaggio dell'acqua (0 in caso negativo, 1 in caso positivo).

Nei riguardi del *faulting* (F), il dissesto viene misurato in inches secondo il seguente modello:

$$F = (N_{18})^{0.3175} [0.4531 + 0.3367(z)^{0.3322} - 0.5376(100\omega)^{-0.008437} + 0.0009092(FI)^{0.5998} + 0.004654(B) - 0.03608(ES) - 0.01087(S) - 0.009467(D)] \quad (62)$$

dove:

- N_{18} è il numero di passaggi dell'asse equivalente nel corso della vita utile in milioni;
- z indica l'apertura del giunto, in *inches*, che può essere calcolato:

$$\Delta L = CL(\alpha\Delta T + \varepsilon) \quad (63)$$

nella quale ΔL indica l'apertura del giunto per effetto della massima escursione termica; α indica il coefficiente di espansione termica lineare del calcestruzzo; ε indica il coefficiente di ritiro del calcestruzzo (da 0.5 a $2.5 \cdot 10^{-4}$; L è la lunghezza della lastra; ΔT è il range di temperatura dato dalla differenza tra la temperatura all'atto della stesa e la più bassa temperatura media mensile; C è un fattore di correzione che tiene conto delle caratteristiche di attrito lastra-superficie di appoggio (0.65 per fondazioni in materiali stabilizzati o 0.80 per fondazioni in misto granulare).

- w è l'abbassamento all'angolo della lastra, in *inches*, calcolato con la formula da *Ioannides*, derivante dall'applicazione in corrispondenza di un angolo "libero" di un carico da 40 kN con una pressione di contatto di 621 kPa, applicando la seguente formula:

$$w = \frac{P}{kl^2} \left[1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l} \right) \right] \quad (64)$$

- S è un coefficiente relativo al tipo di terreno secondo la classificazione AASHTO (1 per terreni di classe compresa tra A1 e A3, 0 per terreni di classe compresa tra A4 e A7);
- B è un coefficiente di erodibilità per il materiale usato in fondazione (0.5 per fondazioni in magrone, 1.0 per fondazioni in materiale granulare legato con cemento, 1.5 per fondazioni in materiale non granulare legato con cemento, 2.0 per fondazioni legate con conglomerato cementizio, 2.5 per fondazioni in misto granulare non legato);
- ES è un coefficiente che indica le condizioni di vincolo al bordo della pavimentazione (0 in assenza di supporto, 1 in presenza di banchina)
- FI è il parametro Freezing index, rappresentante il numero dei giorni in un anno in cui la $T_{media} < 0$;
- D è un indicatore relativo alla presenza o meno di un sistema di sub drenaggio dell'acqua (0 in caso negativo, 1 in caso positivo)

Così come riportato in letteratura, nel caso di pavimentazioni JPCP, valori di faulting minori di 3 mm possono non essere riparati, valori compresi tra 2 e 12.5 mm indicano un possibile intervento di rinforzo. Valori eccedenti i 12.5 mm conducono ad una completa ricostruzione.

3.10 ANALISI DEI RISULTATI E GRAFICI DI PRE-DIMENSIONAMENTO

La verifica della pavimentazione è stata eseguita per ogni modello di calcolo esposto precedentemente, prendendo come dati di input i valori ricercati in bibliografia ed esposti nel Capitolo 3.4 , in particolare:

- tre valori per la resistenza caratteristica a compressione su provini cilindrici f_{ck} del cls:
 - 15 N/mm²;
 - 20 N/mm²;
 - 25 N/mm².
- tre spessori della lastra, in relazione alla possibile applicazione in ambito stradale:
 - 150 mm;
 - 200 mm;
 - 250 mm.
- cinque valori del modulo di reazione del sottofondo, per tener in conto la sua variazione stagionale:
 - 40 MN/m³;
 - 60 MN/m³;
 - 80 MN/m³;
 - 100 MN/m³;
 - 120 MN/m³;
- tre gradienti termici:
 - 0.02 °C/mm;
 - 0.04 °C/mm
 - 0.06 °C/mm;
 - 0.08 °C/mm.
- tre livelli di severità della precipitazione annua tipici del nord Italia:
 - 500 mm;
 - 1 000 mm;
 - 2 000 mm.
- tre valori di TGM, desunti dal Catalogo delle Pavimentazioni, in funzione della categoria e dello spettro di traffico previsto per il tipo di strada:
 - 500 vec/g;

- 1 000 vec/g;
- 2 000 vec/g.
- tre valori di ESAL, passaggi equivalenti dell'asse da 80 kN preso come riferimento, calcolati con gli opportuni coefficienti di trasformazione:
 - 225 000;
 - 450 000;
 - 900 000.

I risultati sono stati ottenuti combinando i diversi parametri di input nei vari modelli di calcolo sopra elencati attraverso un foglio di calcolo elettronico Excel e rappresentati di seguito tramite il software *Matlab*, attraverso il quale, interpolando i dati di output, sono stati elaborati degli abachi per ogni tipo di verifica condotta sulla lastra.

3.10.1 VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE PER CARICO VEICOLARE

La verifica tensionale è stata condotta prendendo in considerazione il caso più critico, ovvero l'asse maggiormente caricato (80 kN) applicato al bordo della lastra. Per un valore fissato di resistenza del calcestruzzo sono stati ottenuti i seguenti grafici in cui viene rappresentata la variazione dello stato tensionale al variare dello spessore della lastra, a seconda del valore assunto dal modulo k , rappresentato dalle diverse curve di diverso colore, così come indicato nella Legenda.

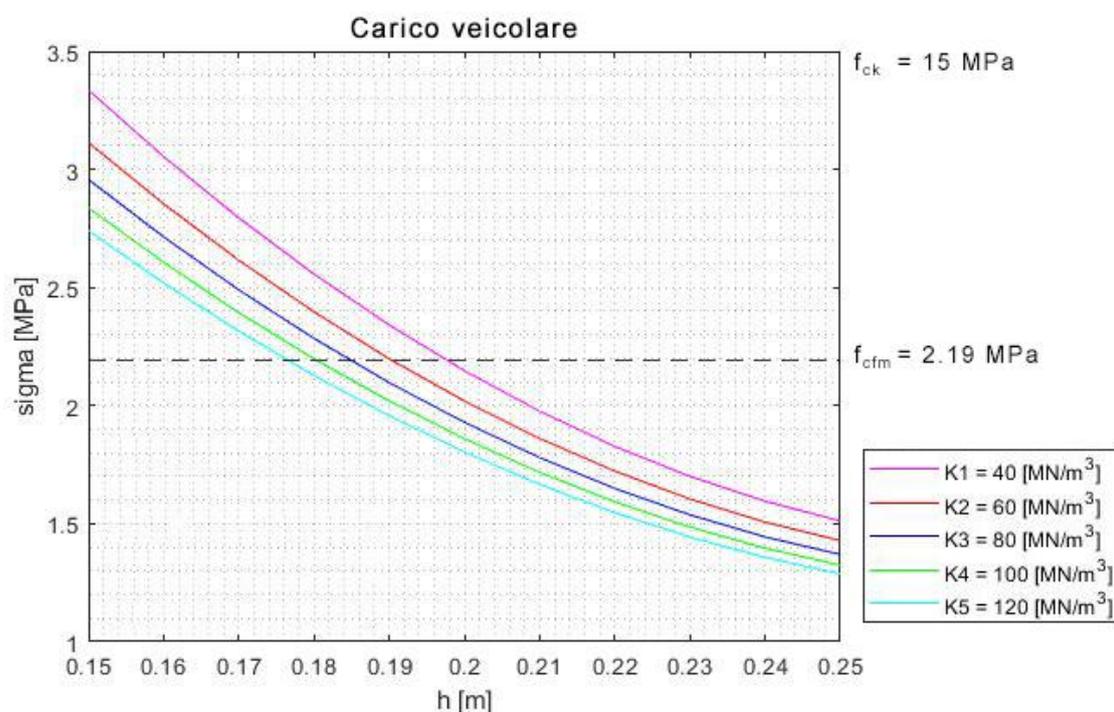


FIGURA 58 - STATO TENSIONALE PER FCK=15 MPA

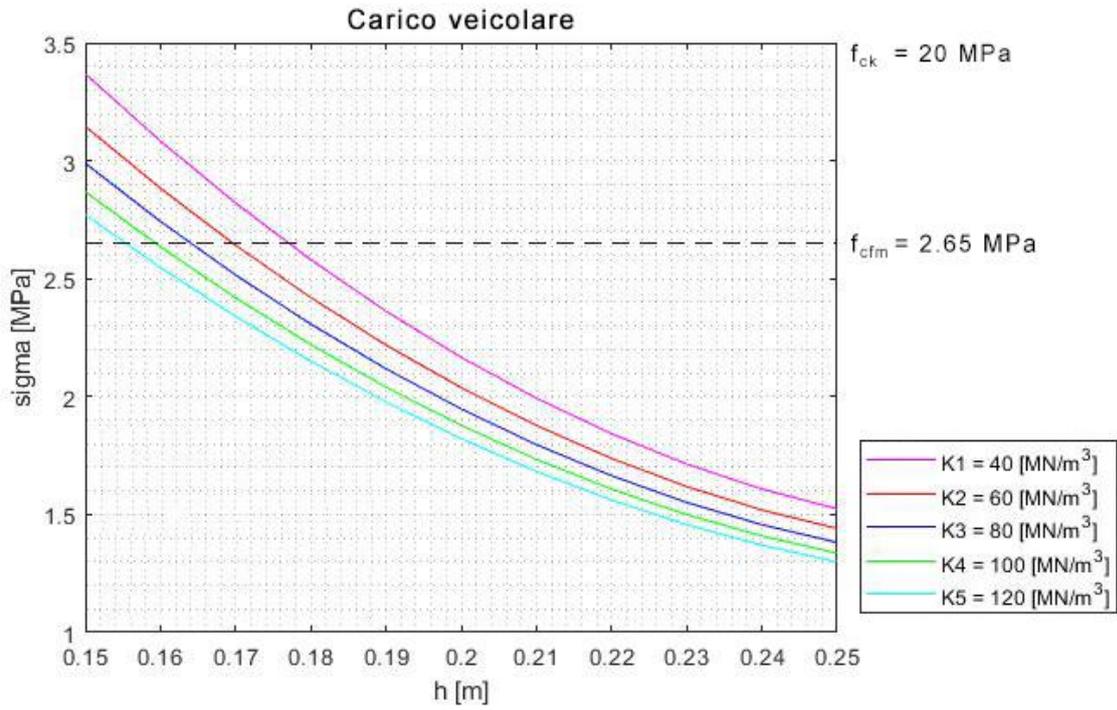


FIGURA 59 - STATO TENSIONALE PER FCK=20 MPA

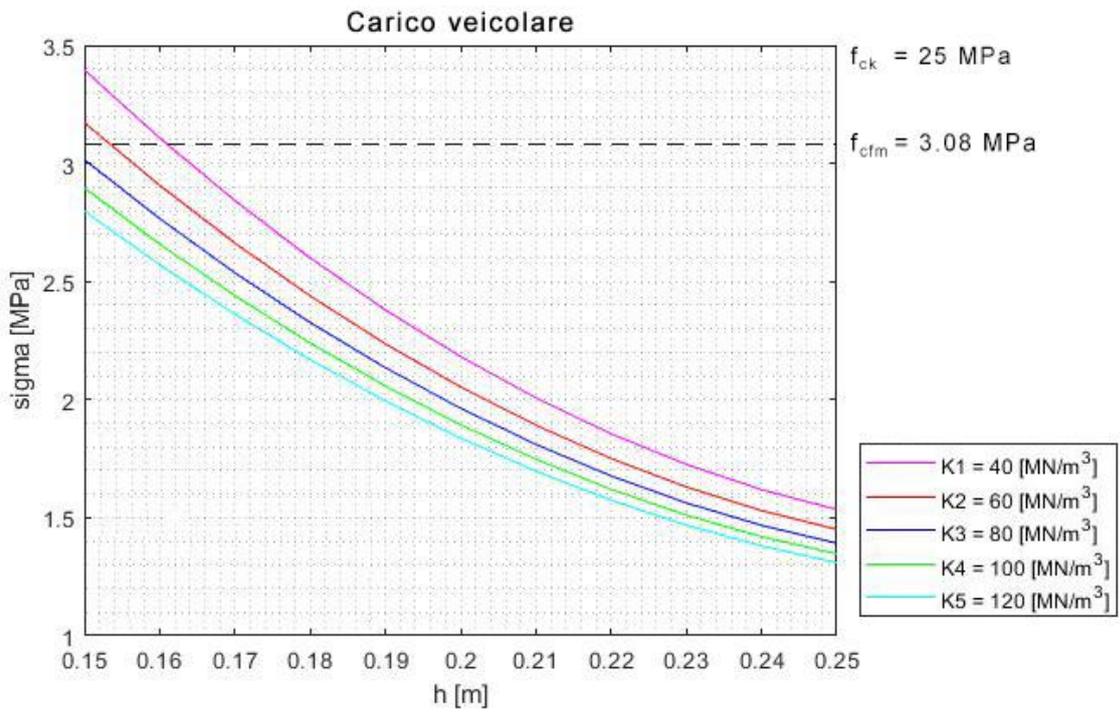


FIGURA 60 - STATO TENSIONALE PER FCK=25 MPA

I seguenti grafici permettono di calcolare in maniera rapida lo stato tensionale che si genera nella lastra a seguito dell'applicazione dell'asse da 80 kN; per un prefissato valore di resistenza del calcestruzzo, entrando con lo spessore della pavimentazione in ascisse, per un valore del modulo di reazione k rappresentato dalle diverse curve, è possibile risalire alla tensione di trazione agente, leggendo il valore corrispondente sull'asse delle ordinate. A titolo di esempio, come mostrato in figura, per una lastra di cls da 17 cm, caratterizzata da un $f_{ck} = 20$ Mpa e da un modulo $k = 100$ MPa/m, la tensione di trazione σ che si genererà sarà pari a 2.4 MPa.

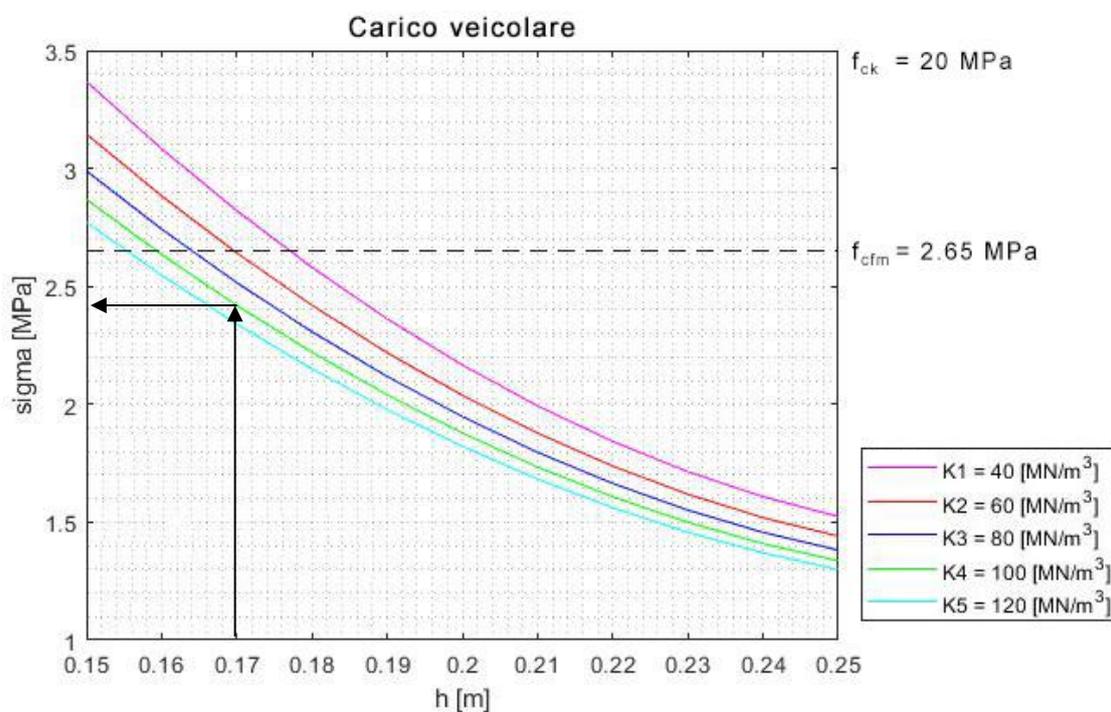


FIGURA 61 - ESEMPIO DI UTILIZZO (CARICO VEICOLARE)

3.10.2 VALUTAZIONE DELLO STATO TENSIONALE PER GRADIENTE TERMICO

Il calcolo tensionale è stato condotto prendendo in considerazione i valori più critici per il giorno e la notte, seguendo il metodo proposto da *Eisenmann*, più preciso e dettagliato nel calcolo tensionale rispetto a quello basato sull'utilizzo dell'abaco di *Bradbury*. Per un valore fissato di gradiente termico sono stati ottenuti i seguenti grafici in cui viene rappresentata la variazione dello stato tensionale al variare dello spessore della lastra, a seconda del valore del gradiente termico rappresentato dalle curve di diverso colore indicate nella Legenda, per un fissato valore di resistenza del calcestruzzo, a seconda delle dimensioni della lastra.

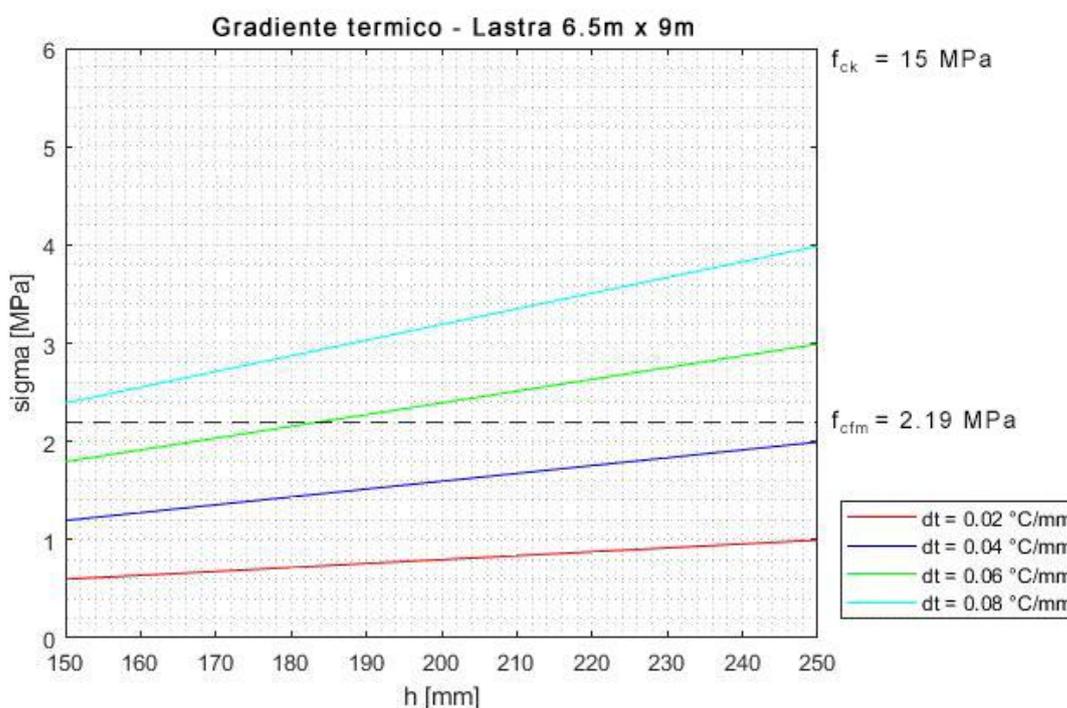


FIGURA 62 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 6.5M X 9M (FCK=15 MPa)

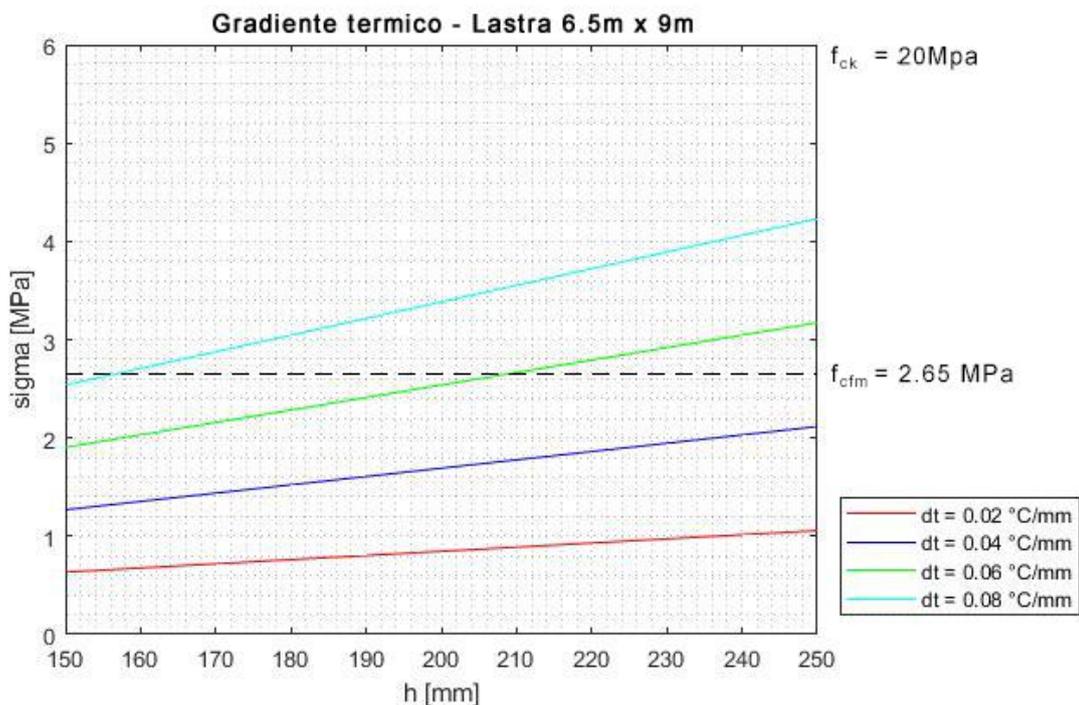


FIGURA 63 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 6.5M X 9M (FCK=20 MPA)

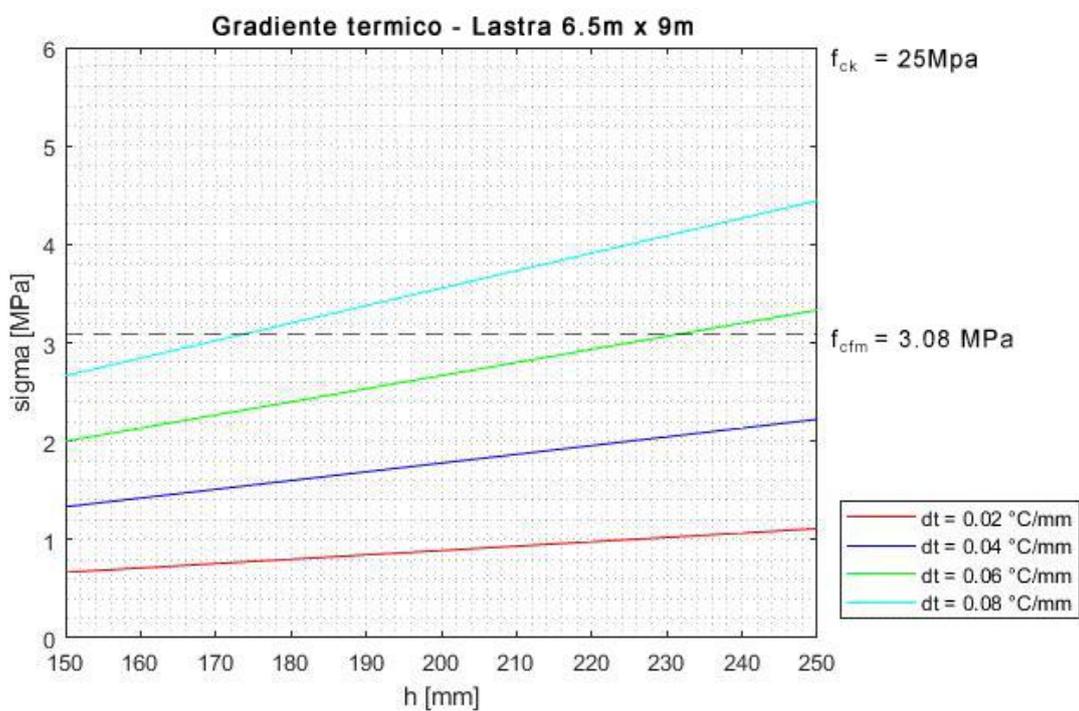


FIGURA 64 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 6.5M X 9M (FCK=25 MPA)

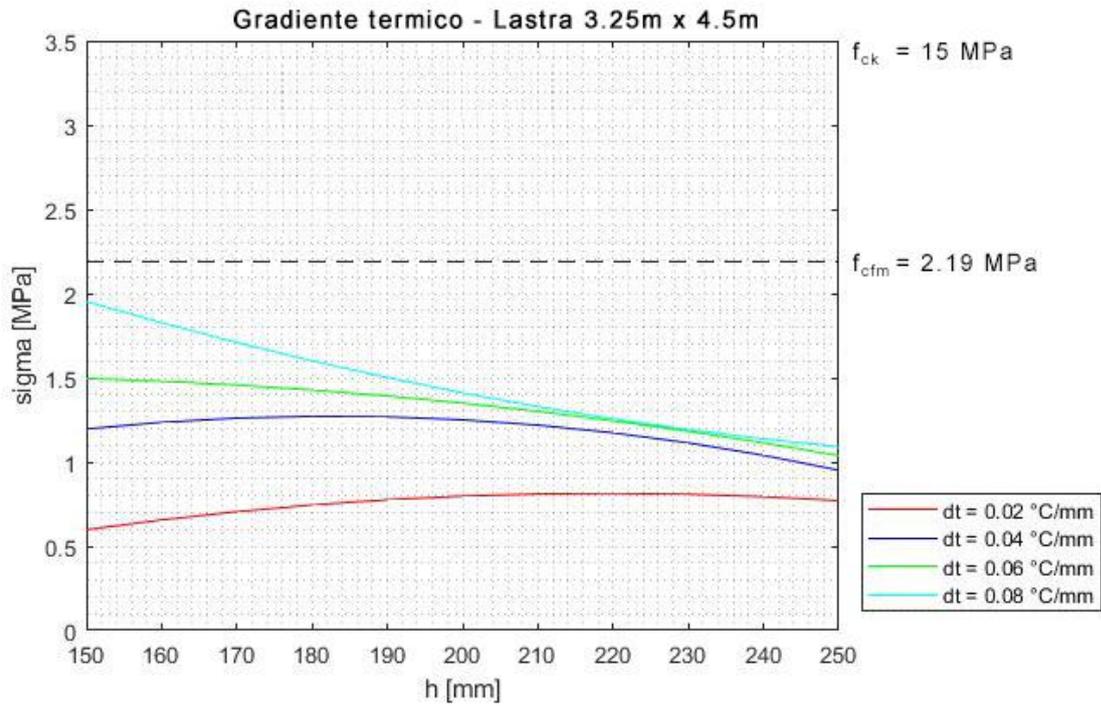


FIGURA 65 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 3.25M X 4.5M (FCK=15 MPA)

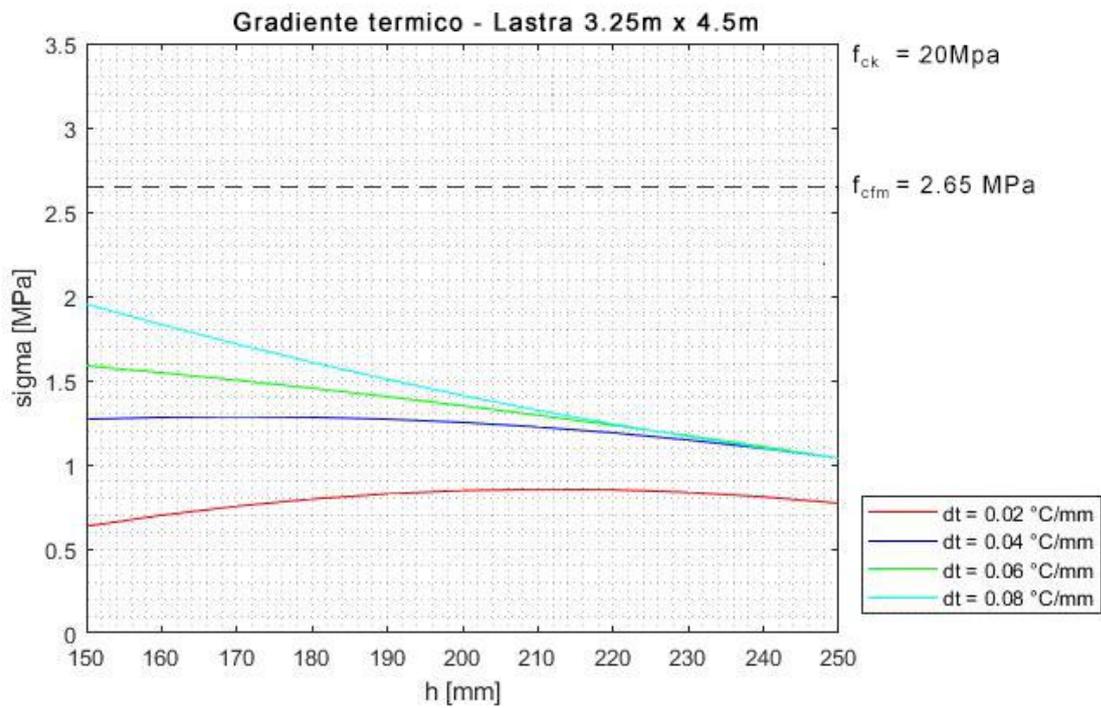


FIGURA 66 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 3.25M X 4.5M (FCK=20MPA)

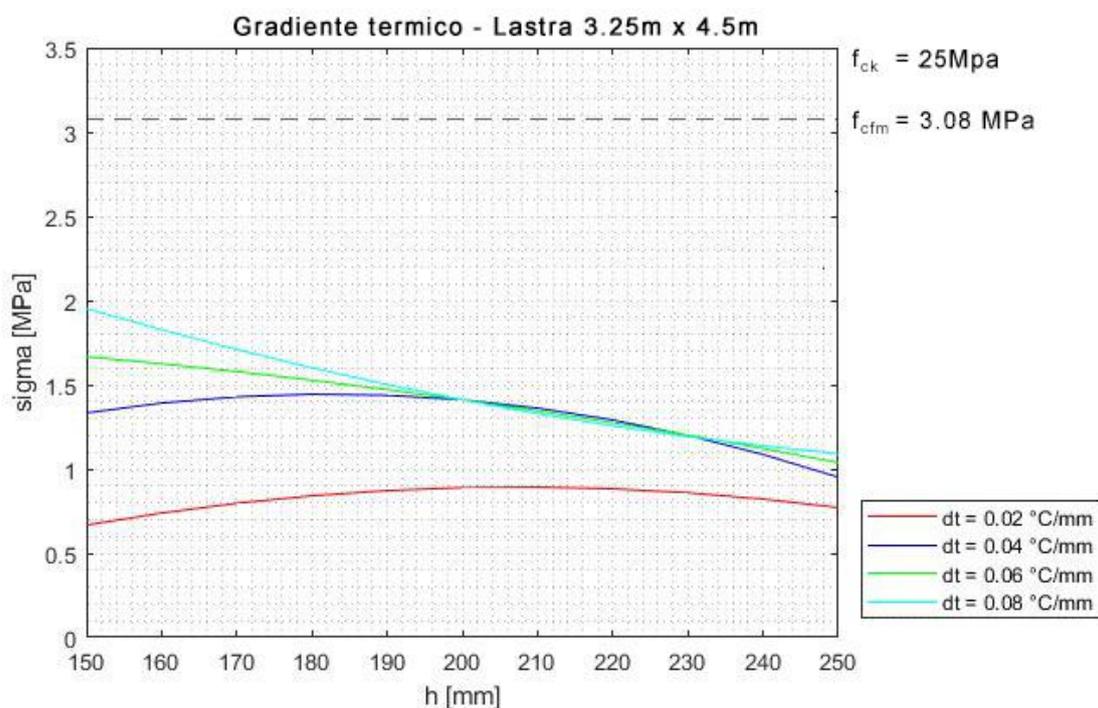


FIGURA 67 - STATO TENSIONALE IN LASTRA 3.25M X 4.5 M (FCK=25 MPA)

I seguenti grafici permettono di calcolare in maniera rapida lo stato tensionale che si genera nella lastra a seguito della presenza di un gradiente termico; per delle date dimensioni, fissata la differenza di temperatura relativa tra intradosso ed estradosso, entrando con lo spessore della pavimentazione in ascisse, per un valore di resistenza del calcestruzzo, rappresentato dalle diverse curve, è possibile risalire alla tensione di trazione che si genera leggendo il valore corrispondente sull'asse delle ordinate. A titolo di esempio, come mostrato in figura, nella lastra 6.5m x 9m, per un gradiente di $0.04 \text{ }^\circ\text{C/mm}$ in una lastra da 21 cm, caratterizzata da un $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$, la tensione di trazione σ che si genererà sarà pari a 1.77 MPa.

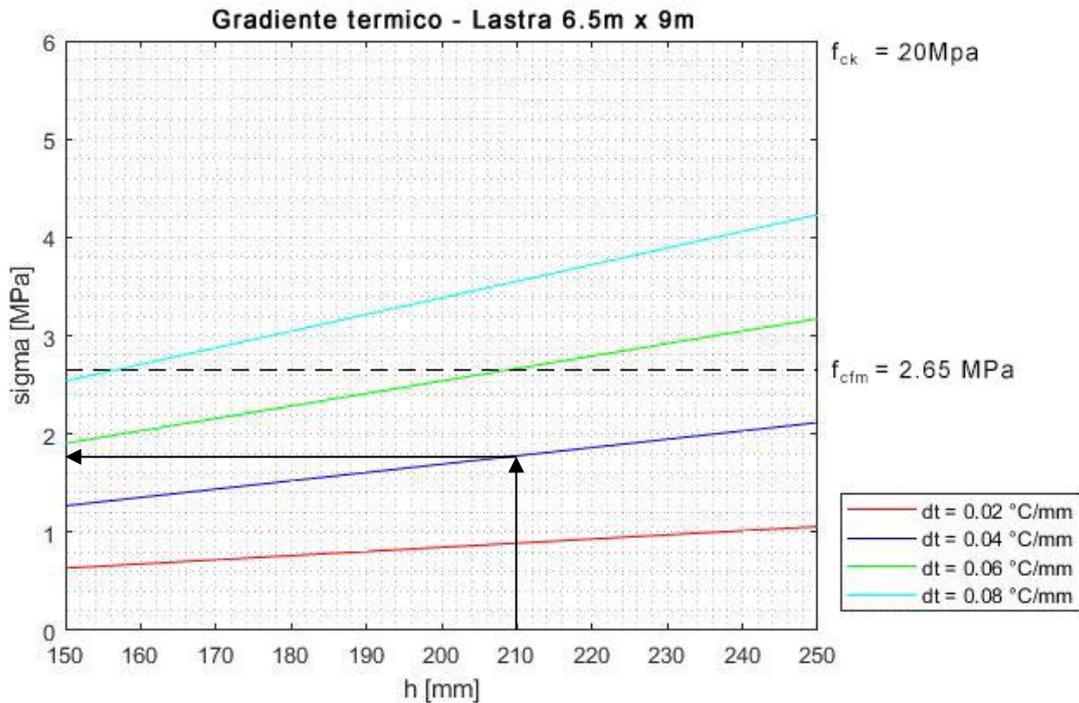


FIGURA 68 - ESEMPIO DI UTILIZZO (GRADIENTE TERMICO)

3.10.3 VALUTAZIONE DEL NUMERO DI PASSAGGI AMMISSIBILI DELL'ASSE STANDARD

La verifica a fatica è stata condotta secondo il metodo empirico-meccanicistico proposto dal AASHTO. Per un valore fissato di resistenza del calcestruzzo sono stati ottenuti i seguenti grafici in cui viene rappresentato il numero di ripetizioni ammissibili W18 al variare dello spessore della lastra, a seconda del valore assunto dal modulo k , rappresentato dalle diverse curve di diverso colore, così come indicato nella Legenda. In aggiunta, sul grafico sono riportate le tre soglie di traffico prese come riferimento, per una più rapida ed immediata verifica della legge di *Miner*. La scelta di utilizzare questo metodo piuttosto che quello PCA è dovuta al fatto che il secondo metodo, di natura razionale, risulta essere più rigido e conservativo e non prende in considerazione numerosi aspetti relativi all'intero sistema di funzionamento della pavimentazione. Con tale metodo non si calcola il numero di passaggi dell'asse standard come nel AASHTO, con il quale si può controllare la legge del danno accumulato, ma calcola il numero di passaggi ammissibili per un prefissato tipo di asse, che potrebbe portare ad una sovrastima o sottostima del risultato finale [67].

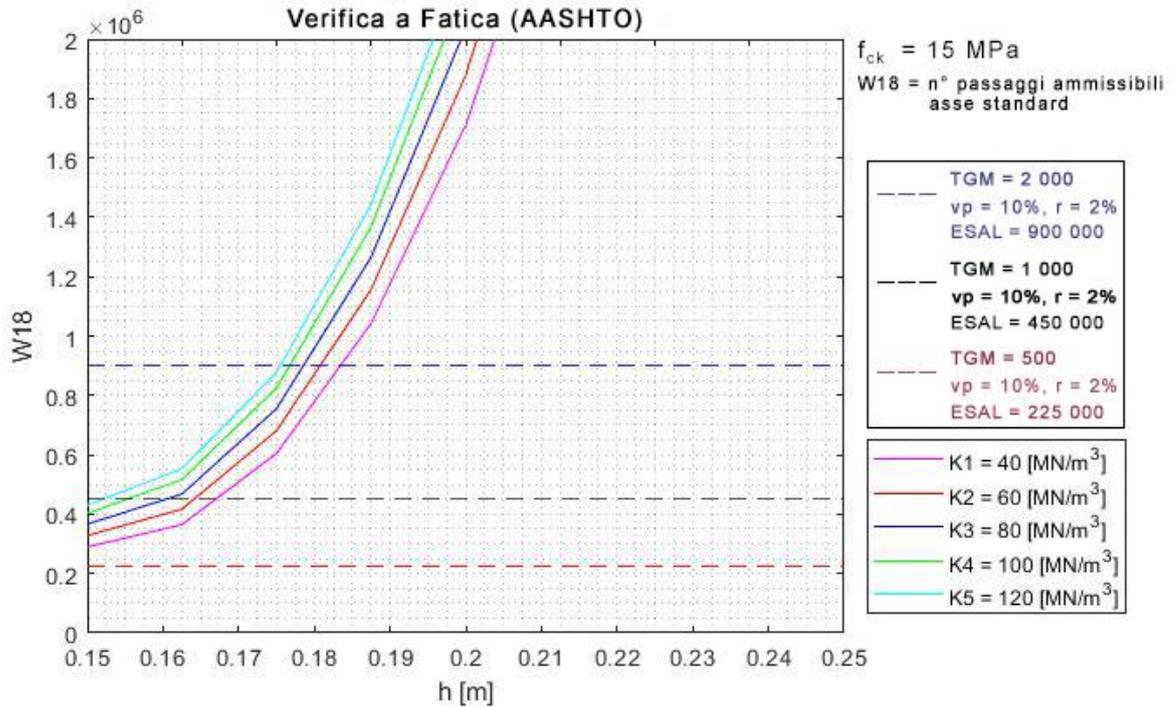


FIGURA 69 - NUMERO DI PASSAGGI AMMISSIBILI (FCK=15 MPA)

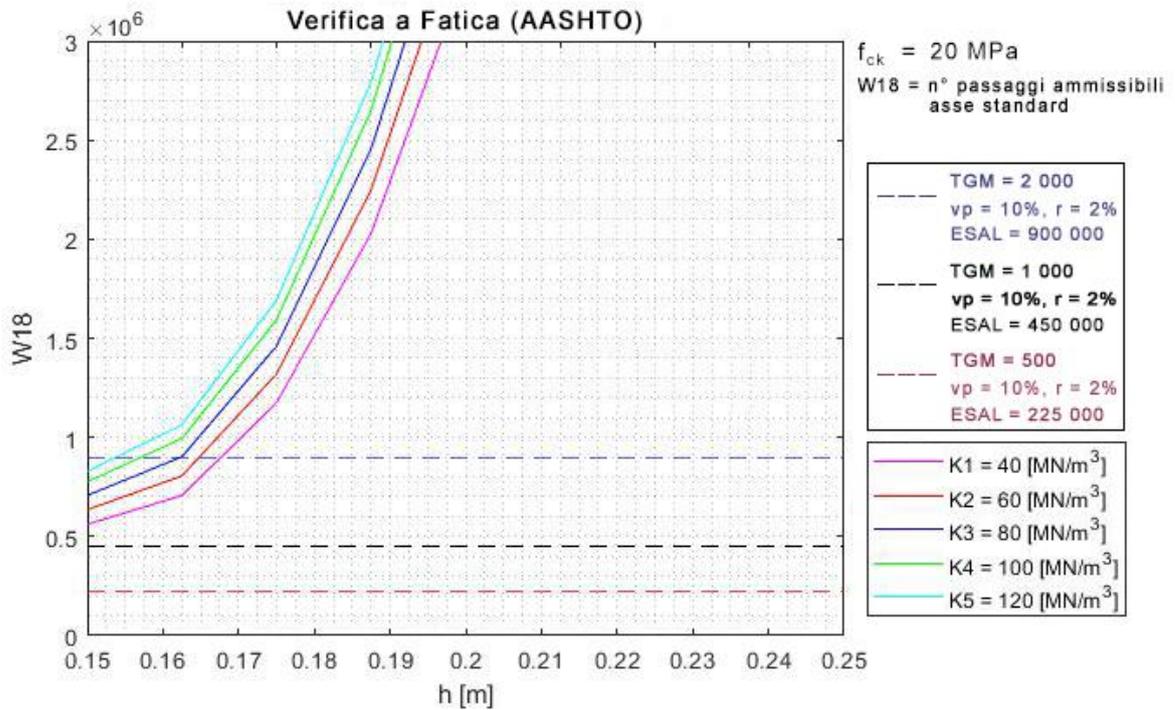


FIGURA 70 - NUMERO DI PASSAGGI AMMISSIBILI (FCK=20 MPA)

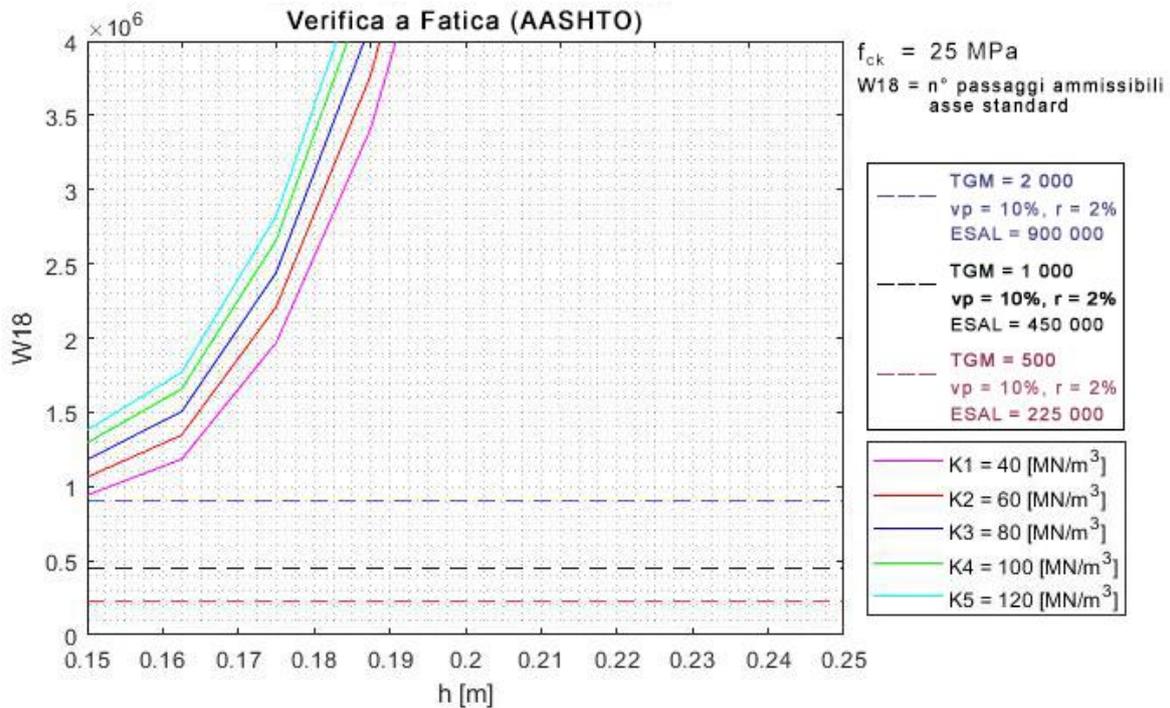


FIGURA 71 - NUMERO DI PASSAGGI AMMISSIBILI (FCK=25 MPA)

I seguenti grafici permettono di calcolare in maniera rapida il numero di ripetizioni ammissibili per la pavimentazione dell'asse da 80 kN, preso come riferimento, prima di giungere alla rottura per fatica; per un prefissato valore di resistenza del calcestruzzo, entrando con lo spessore della pavimentazione in ascisse, per un valore del modulo di reazione k rappresentato dalle diverse curve, è possibile risalire al numero di ripetizioni che la lastrala può sopportare prima di giungere a rottura, leggendo il valore corrispondente sull'asse delle ordinate. A titolo di esempio, come mostrato in figura, per una lastra di cls da 18 cm, caratterizzata da un $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ e da un modulo $k = 60 \text{ MPa/m}$, il numero di ripetizioni di carico che la lastra può sopportare è pari a 2.8×10^6 .

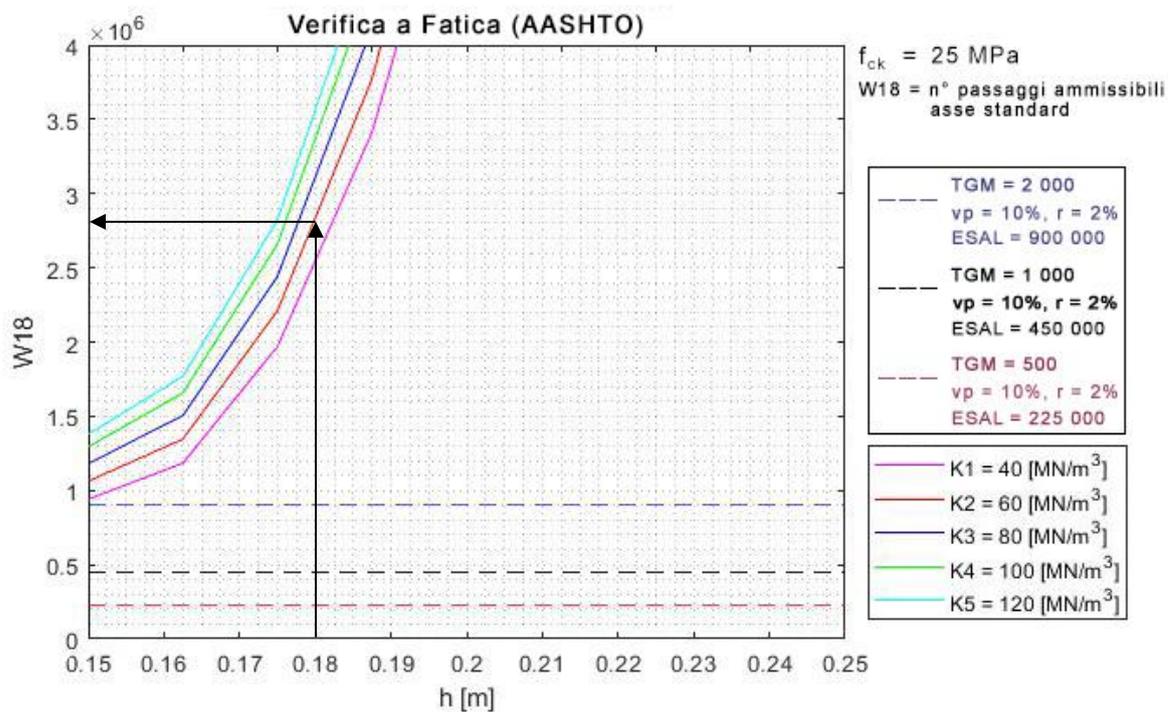


FIGURA 72 - ESEMPIO DI UTILIZZO (FATICA)

3.10.4 VALUTAZIONE DEL PUMPING INDEX

Il calcolo del *Pumping Index* (*PI*) è stato svolto per le differenti combinazioni dei dati di input. Per un valore fissato di precipitazione media annua sono stati ottenuti i seguenti grafici in cui viene rappresentata la variazione del *PI* al variare dello spessore della lastra, a seconda del numero di passaggi di mezzi pesanti presi come riferimento, rappresentato dalle diverse curve di diverso colore, così come indicato nella Legenda. In aggiunta, sul grafico sono riportate le tre soglie di severità per una più rapida ed immediata verifica.

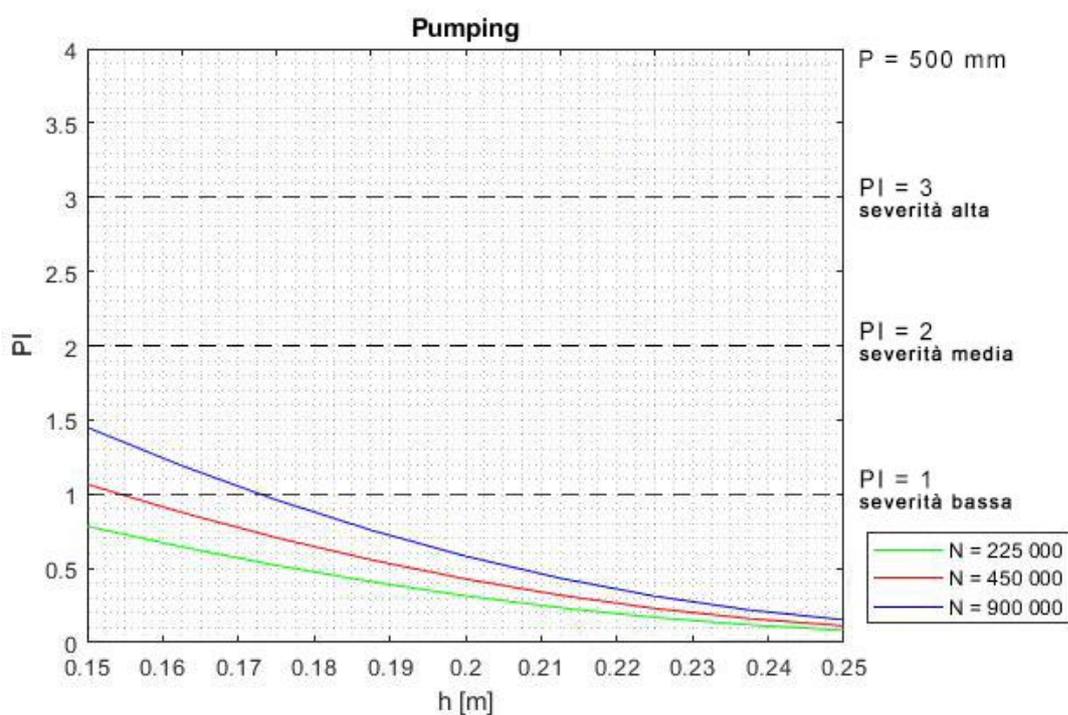


FIGURA 73 - VARIAZIONE PI PER P=500 MM

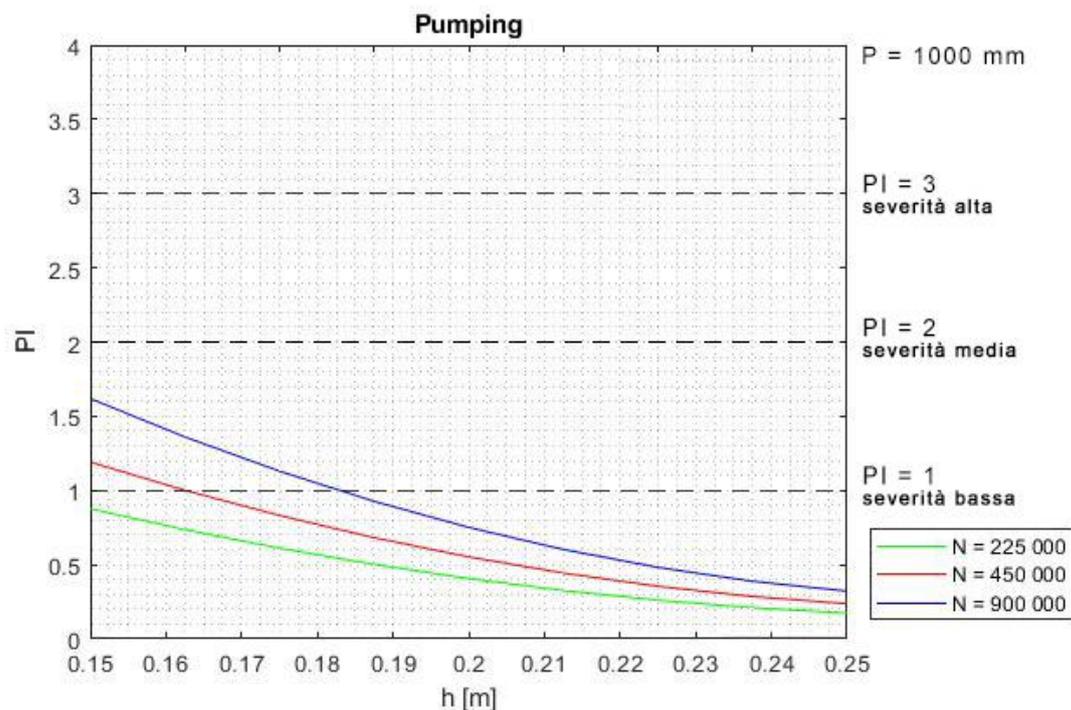


FIGURA 74 - VARIAZIONE PER P=1000 MM

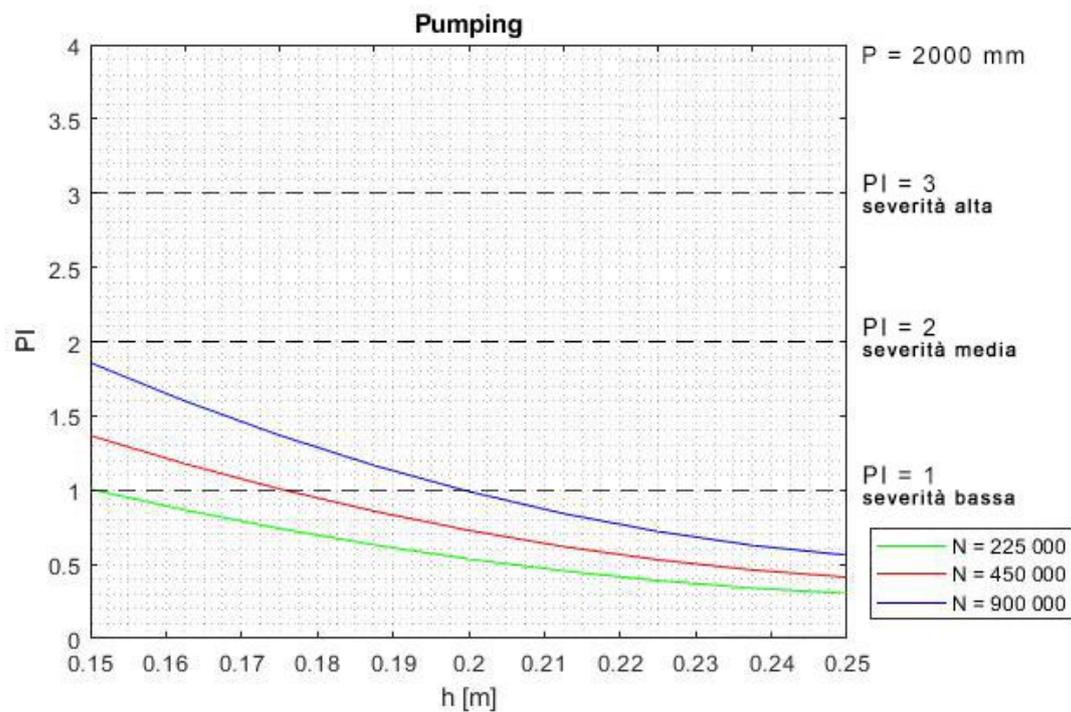


FIGURA 75 - VARIAZIONE PI PER P=2000 MM

I seguenti grafici permettono di calcolare in maniera rapida il PI e confrontarlo con i tre livelli di soglia; per un prefissato valore di pioggia annuale, entrando con lo spessore della pavimentazione in ascisse, per un valore fissato di passaggi di mezzi pesanti rappresentato dalle diverse curve, è possibile risalire al valore del PI, leggendo il valore corrispondente sull'asse delle ordinate. A titolo di esempio, come mostrato in figura, per una lastra di cls da 19 cm, interessata da un'altezza di pioggia caduta in un anno di 1000 mm e da un N di passaggi pari a 225 000, il PI sarà pari a 0.5.

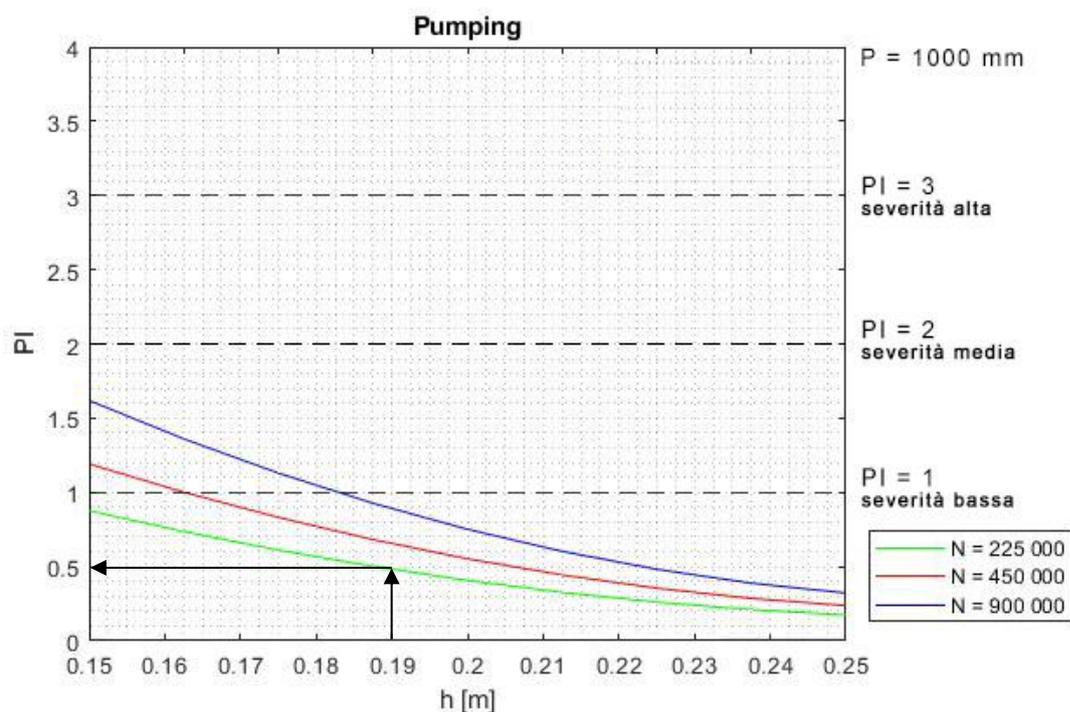


FIGURA 76 - ESEMPIO DI UTILIZZO (PUMPING)

3.10.5 VALUTAZIONE DELLO SCALETTAMENTO DEL GIUNTO (FAULTING)

Il calcolo del *Faulting* [in] è stato svolto per le differenti combinazioni dei dati di input; essendo ampiamente soddisfatta la verifica sono stati rappresentati soltanto i due casi principali. Per un valore fissato di resistenza del calcestruzzo e spessore della lastra sono stati ottenuti i seguenti grafici in cui viene rappresentata la variazione del faulting al variare del numero di passaggi dei mezzi pesanti, a seconda del valore assunto dal modulo k , rappresentato dalle diverse curve di diverso colore, così come indicato nella Legenda.

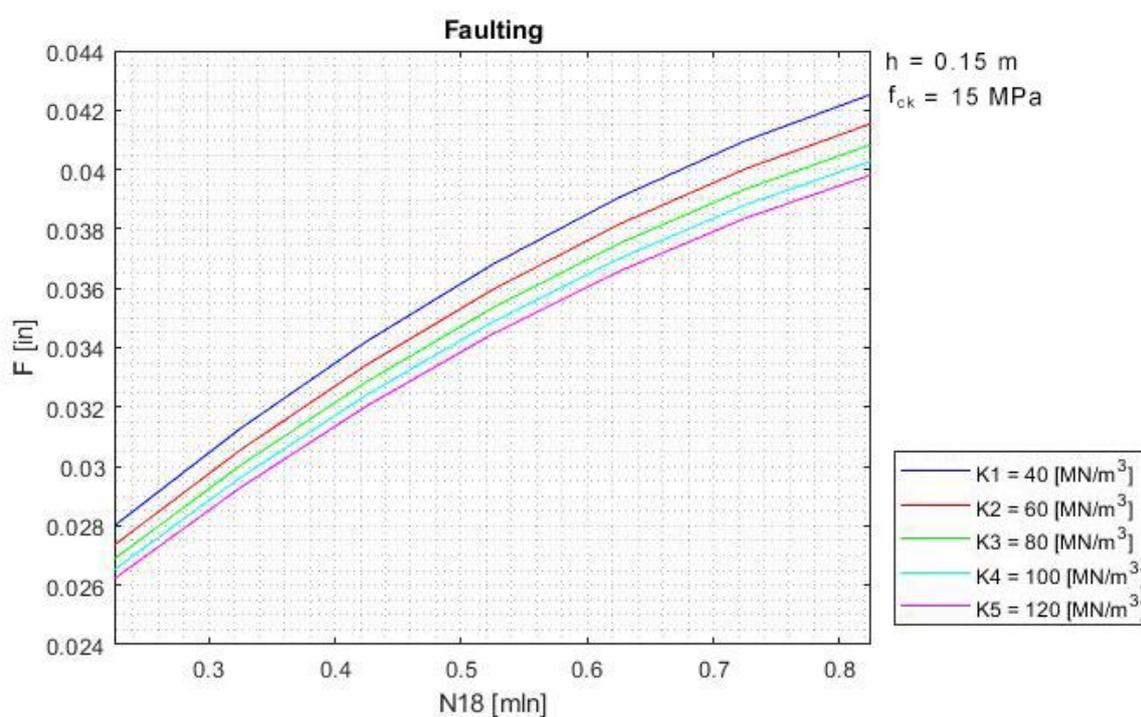


FIGURA 77 - VARIAZIONE DEL FAULTING (CASO PEGGIORE)

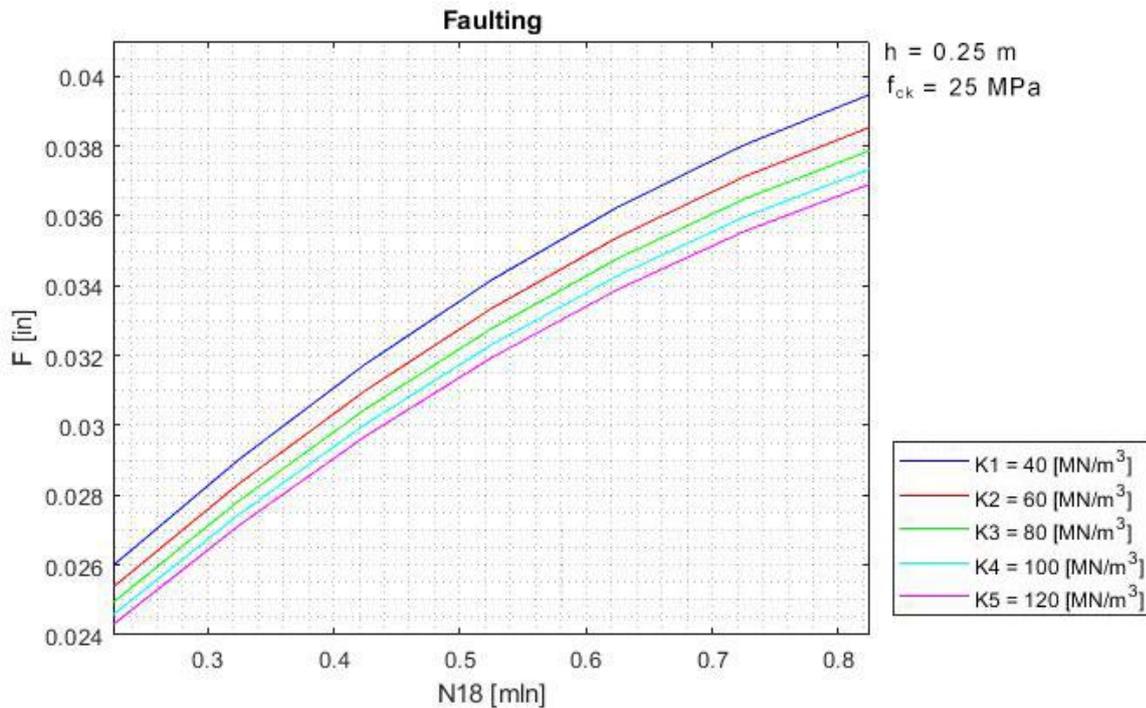


FIGURA 78 - VARIAZIONE DEL FAULTING (CASO MIGLIORE)

I seguenti grafici permettono di calcolare in maniera rapida lo scalettamento del giunto alla fine della vita utile della pavimentazione, al fine di capire le necessità di intervento sulla pavimentazione; per un prefissato valore di spessore e resistenza della lastra in calcestruzzo, entrando con il numero di passaggi dell'asse preso come riferimento in ascisse, per un valore fissato del modulo di reazione k rappresentato dalle diverse curve, è possibile risalire al valore di F leggendo il valore corrispondente sull'asse delle ordinate. A titolo di esempio, come mostrato in figura, per una lastra di cls da 25 cm, caratterizzata da un $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ e da un modulo $k = 120 \text{ MPa/m}$, per un numero di passaggi pari a 400 000, il Faulting sarà pari a 0.031 in, circa 0.79 mm, comunque molto lontano dai 3 mm, valore minimo con cui intervenire.

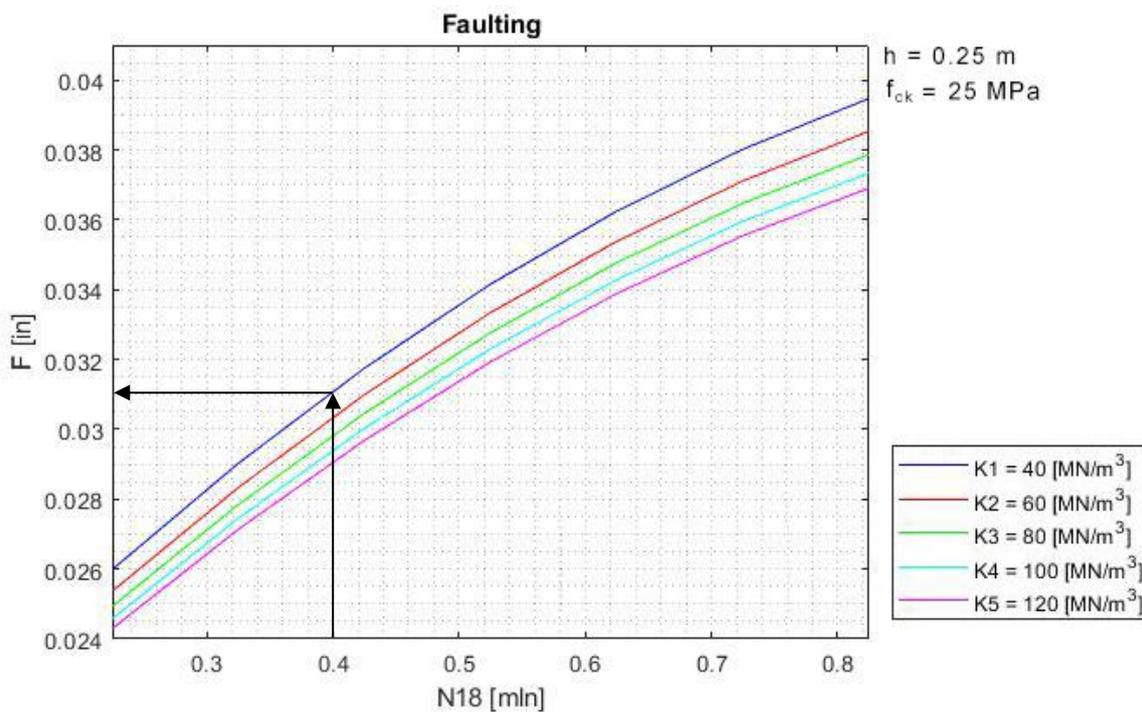


FIGURA 79 - ESEMPIO DI UTILIZZO (FAULTING)

4 CAPACITÀ DRENANTE DELLE PAVIMENTAZIONI RIGIDE POROSE

4.1 DETERMINAZIONE DEL FLUSSO IDRICO DI PROGETTO

Il drenaggio è uno dei fattori più importanti nella progettazione delle pavimentazioni. L'acqua può entrare nella pavimentazione sia per infiltrazione attraverso fessure o giunti sulla superficie stradale, sia dal sottosuolo attraverso la presenza di falde freatiche o sorgenti localizzate.

Gli effetti dannosi dell'acqua, se intrappolata nella sovrastruttura, possono essere riassunti in:

- Riduzione della resistenza dei materiali granulari non legati e dei terreni di sottofondo;
- Nascita del fenomeno del *pumping* nelle pavimentazioni in calcestruzzo, con conseguente asportazione di materiale fine e perdita di sostegno;
- Nei climi freddi, dove la profondità di penetrazione del gelo è superiore allo spessore della pavimentazione, la presenza di una falda acquifera quasi a livello del suolo, provoca una riduzione della capacità portante durante la fase di scioglimento;

Il movimento dell'acqua all'interno degli strati di cui è composta la pavimentazione può essere causato dalla gravità, dall'azione capillare, dalla tensione di vapore o da una combinazione di essi. Il flusso nei materiali granulari è dovuto essenzialmente alla gravità; quello nei terreni a grana fine è dovuto principalmente all'azione capillare. In assenza di gravità e di flussi capillari, l'acqua si muove principalmente nella fase di vapore in risposta alle differenze di tensione di vapore presenti.

I movimenti dell'acqua dovuti alla gravità obbediscono alla legge di *Darcy*:

$$v = k \cdot i \quad (65)$$

in cui v è la velocità di movimento, k è il coefficiente di permeabilità e i è il gradiente idraulico, ovvero il rapporto tra la perdita di carico tra due punti e la loro reciproca distanza. La velocità può essere calcolata attraverso la seguente relazione:

$$Q = v \cdot A \quad (66)$$

in cui Q è la portata, o volume di flusso spostato per unità di tempo, e A è un'area trasversale normale alla direzione del flusso. Si può notare che la velocità così calcolata non è la velocità

effettiva di infiltrazione attraverso i pori, ma è una velocità immaginaria utile ai fini del calcolo. La legge di *Darcy* può essere usata insieme all'equazione di continuità per formare l'equazione differenziale che regola il flusso delle acque sotterranee. In molti casi incontrati nella progettazione del drenaggio, la legge di *Darcy* può essere applicata direttamente per determinare la quantità di infiltrazioni. I materiali impiegati nelle pavimentazioni stradali aventi funzione drenante comprendono aggregati, geotessili e tubi. Gli aggregati possono essere utilizzati come strato drenante o come materiale filtrante per la loro protezione. I geotessili sono usati principalmente per sostituire gli aggregati come filtri. I tubi possono essere perforati, scanalati o aperti in corrispondenza del giunto.

Il flusso di progetto è la somma degli afflussi provenienti da tutte le fonti meno il flusso drenato attraverso il terreno del sottofondo. Il deflusso al di sotto della pavimentazione dipende dalla permeabilità del suolo e dalla distanza dalla falda freatica. In caso di assenza della falda la capacità di deflusso del terreno può essere stimata con un semplice metodo, assumendo il gradiente idraulico pari ad uno, la portata defluita sarà pari alla permeabilità del terreno.

Se il flusso in uscita attraverso il terreno viene trascurato, il flusso di progetto può essere calcolato secondo una delle due combinazioni:

- Se non c'è azione del gelo, il flusso di progetto q_d è la somma delle infiltrazioni superficiali q_i ed il flusso delle acque sotterranee q_g :

$$q_d = q_i + q_g \quad (67)$$

Se non c'è flusso proveniente dalla falda freatica $q_d = 0$ e quindi $q_d = q_i$.

- In caso di azione del gelo, q_d è la somma delle infiltrazioni superficiali q_i e dell'acqua che si scioglie q_m .

Se q_d ottenuto dalla prima equazione è maggiore di quello ottenuto nel secondo caso, tale valore deve essere usato in fase di progetto. La capacità di drenaggio dello strato di fondazione e delle tubazioni installate deve essere progettata in modo che la portata in uscita sia superiore alla portata in entrata e che l'acqua possa essere trasportata in maniera sicura fino ai punti di scarico.

4.1.1 CAPACITÀ DRENANTE DELLA FONDAZIONE

Per quanto riguarda lo strato di fondazione drenante, ci sono due requisiti progettuali che devono essere rispettati. La capacità in regime stazionario deve essere maggiore della velocità di afflusso, mentre la capacità in regime non-stazionario deve essere tale da permettere un drenaggio che sia il più rapido possibile in presenza di un evento meteorico.

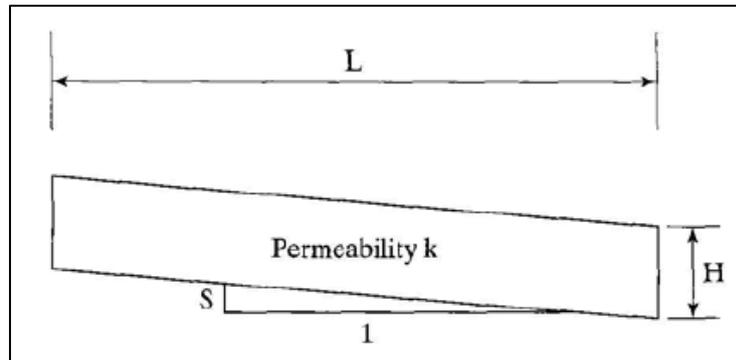


FIGURA 80 - RAPPRESENTAZIONE STRATO DRENANTE

La Figura 80 mostra le dimensioni tipiche di uno strato di fondazione drenante. La sua capacità in regime stazionario può essere calcolata (Baber e Sawyer, 1952) come

$$q = k \cdot H \cdot \left(S + \frac{H}{2L} \right) \quad (68)$$

in cui:

- q è la capacità drenante dello strato;
- k è la permeabilità dello strato;
- S è la pendenza dello strato;
- H è lo spessore dello strato;
- L è la lunghezza dello strato.

L'equazione indica che la quantità smaltita è composta da due termini. Il primo rappresenta la quantità drenata attraverso l'area H a causa di un certo gradiente idraulico S , il secondo attraverso l'area $H/2$ causata dal gradiente idraulico H/L . La capacità di drenaggio q deve essere maggiore di $q_d \cdot L$. Se il terreno sottostante possiede una notevole permeabilità, la capacità dello strato drenante deve essere maggiore dell'afflusso progetto meno il deflusso attraverso il sottofondo. La capacità in condizioni di flusso instabile è definita dal grado di drenaggio, che è calcolato come il rapporto tra il volume d'acqua drenato dal termine dell'evento meteorico e la

capacità totale dello strato drenante. Casagrande e Shannon (1952) hanno dimostrato che il tempo necessario per raggiungere un grado di drenaggio del 50% può essere calcolato come:

$$t_{50} = \frac{n_e L^2}{2k(H + SL)} \quad (69)$$

in cui t_{50} è il tempo necessario per drenare il 50% e n_e è la porosità effettiva, cioè la porosità occupata dal fluido in movimento, che in caso di materiale granulare open-grade coincide con la porosità totale. Per la progettazione dello strato drenante si può dar riferimento al grafico in Figura 81 elaborato da Barber nel 1952, attraverso il quale si può determinare il tempo necessario a raggiungere un prefissato grado di drenaggio.

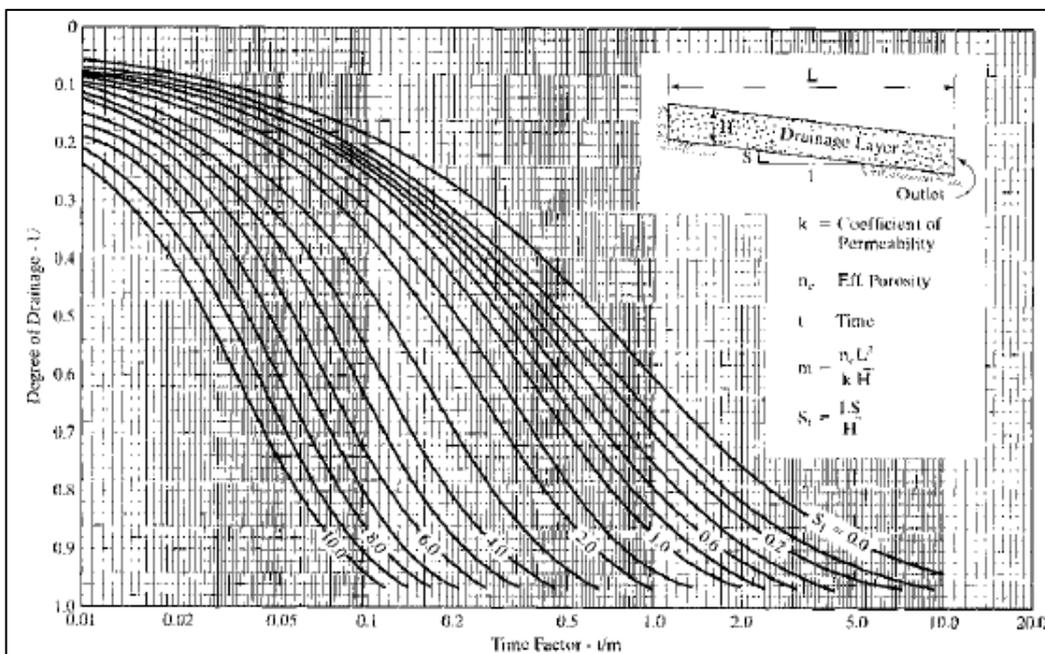


FIGURA 81 - RELAZIONE DRENAGGIO-TEMPO NELLO STRATO SATURO (HUANG)

Il grado di drenaggio U dipende da un fattore di tempo T_f e da un fattore relativo alla pendenza S_f , rispettivamente definiti come:

$$T_f = \frac{kHt}{n_e L^2} \quad (70)$$

$$S_f = \frac{LS}{H} \quad (71)$$

in cui t è il tempo che intercorre tra la fine dell'evento meteorico e l'inizio del drenaggio. Data la Figura 81, la relazione tra i parametri T_f e S_f per il completamento del 95% del drenaggio può essere tracciata come in Figura 82 e usata direttamente per gli scopi della progettazione.

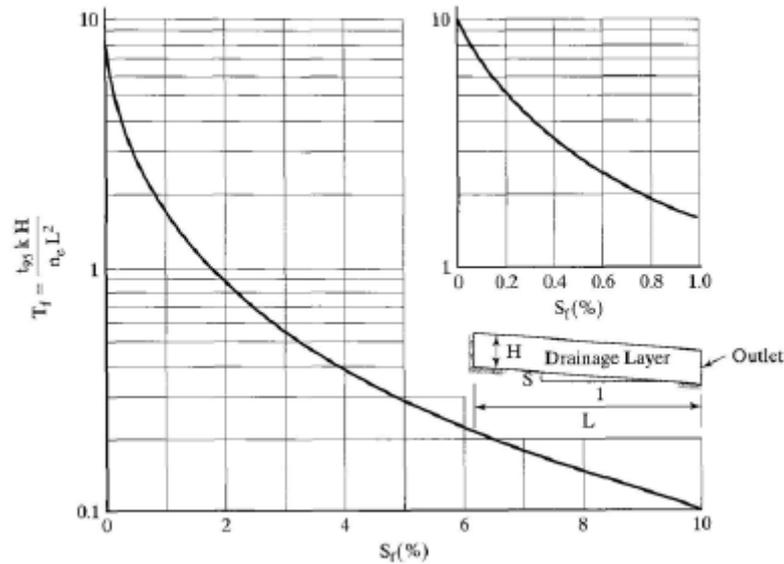


FIGURA 82 - RELAZIONE TEMPO-SF

Dall'esperienza, si evince che, nel caso in cui vengono impiegati aggregati "aperti" per la costruzione dello strato di fondazione drenante, i seguenti criteri risultano essere ampiamente soddisfatti:

- La portata di deflusso laterale, deve essere maggiore dell' afflusso entrante.
- Il tempo di drenaggio del 95% deve essere inferiore all'ora.

4.1.2 COLLETTORI DI RACCOLTA DELL'ACQUA

Al fine di aumentare la capacità drenante dell'intera pavimentazione, per facilitare la rimozione dell'acqua libera presente nello strato di fondazione o delle acque sotterranee se presenti, possono essere inseriti lungo l'infrastruttura un sistema di collettori longitudinali e trasversali in corrispondenza dei punti critici. I collettori trasversali possono essere impiegati quando la combinazione delle pendenze trasversali e longitudinali è tale che il flusso tende ad indirizzarsi maggiormente in direzione longitudinale che in direzione trasversale.

Il sistema di raccolta è costituito da una serie di tubi perforati, scanalati o aperti in corrispondenza dei giunti, i quali hanno il compito di rimuovere l'acqua dalla pavimentazione e convogliarla verso opportuni imbocchi al di fuori dei limiti della carreggiata. La progettazione di tali sistemi deve tener conto del tipo di tubo utilizzato, della posizione, della profondità e degli scarichi dei collettori longitudinali e trasversali, della pendenza e delle dimensioni di tali collettori e della presenza di un' eventuale filtro di protezione. Le pendenze longitudinali e

trasversali dell'asse stradale regolano di solito le pendenze delle tubazioni dei collettori, dal momento che queste vengono semplicemente posizionate ad una profondità costante al di sotto del manto stradale. Tuttavia, le comuni pratiche di costruzione e di funzionamento impongono che le pendenze dei collettori non siano inferiori all'1% per i tubi lisci e al 2% per i tubi corrugati; pertanto, nelle zone pianeggianti è necessario fornire artificialmente la pendenza ai tubi, per far sì che i requisiti minimi siano soddisfatti. I diametri 75 mm per tubi in PVC e 100 mm per tutti gli altri (Cedergren et al., 1972).

La Figura 83 mostra la posizione e la profondità dei collettori longitudinali; in caso di assenza dell'azione del gelo e de falda acquifera, i collettori possono essere collocati in trincee poco profonde.

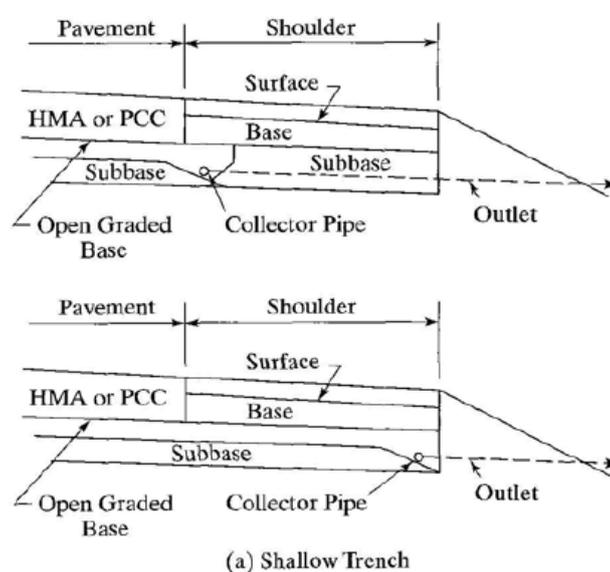


FIGURA 83 - POSIZIONAMENTO DEI COLLETTORI (TRINCEE SUPERFICIALI)

Al contrario, se vi è una significativa azione del gelo o se è auspicabile allontanare il piano della falda freatica, devono essere utilizzate trincee più profonde, come indicato in Figura 84.

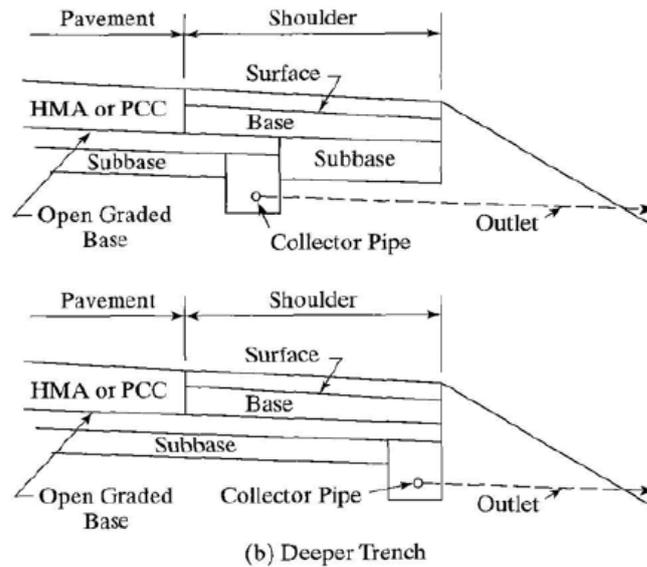


FIGURA 84 - POSIZIONAMENTO COLLETTORI (TRINCEE PROFONDE)

In entrambi i casi lo scarico del collettore longitudinale può essere collocato appena fuori il bordo della pavimentazione, punto più critico per il fenomeno del pumping, oppure può anche essere posizionato sul bordo esterno della banchina per garantire il drenaggio di tutta; tuttavia questo aumenterà in maniera significativa la lunghezza del flusso nello strato drenante, che può portare ad un aumento dello spessore richiesto. In caso di scavi più profondi, il materiale impiegato nel riempimento della trincea, deve possedere una permeabilità tale da consentire il libero movimento dell'acqua dallo strato drenante fino allo scarico. La permeabilità richiesta k può essere determinata direttamente dalla legge di Darcy assumendo un gradiente idraulico di unità, oppure

$$k = \frac{\text{Drenaggio per unità di lunghezza}}{\text{Spessore del dreno}} \quad (72)$$

La relazione sopra esposta può essere utilizzata per determinare la larghezza della trincea se è nota la permeabilità del materiale con il quale si riempie la trincea. La capacità drenante dei collettori può essere calcolata con la formula di Manning:

$$Q = 86400 \left(\frac{1.486}{n} A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \right) \quad (73)$$

in cui Q è la portata [$\text{mm}^3/\text{giorno}$], n è il coefficiente di rugosità del materiale, A è l'area del tubo [mm^2], R è il raggio idraulico del tubo [mm], S è la pendenza del tubo [cm/cm]. Il raggio idraulico è il rapporto tra l'area di flusso e il perimetro bagnato. Se la sezione del tubo è interamente occupata dal fluido in movimento, $A = \frac{\pi D^2}{4}$ e il perimetro bagnato = πD , quindi

$R = D/4$, dove D è il diametro del tubo. Sostituendo questi valori di A e R nella formula sopraripotata ed assumendo $Q = q_L L_0$, dove L_0 è la distanza tra due punti di uscita, l'equazione diventa

$$nq_L L_0 = 53S^{0.5} D^{2.667} \quad (74)$$

in cui n è il coefficiente di rugosità, q_L è il flusso laterale [$\text{mm}^3/\text{giorno}/\text{cm}$], L_0 è la distanza tra i punti di uscita [cm], S è la pendenza [cm/cm] e D è il diametro del tubo [mm]. L'equazione sopraripotata mostra la relazione esistente tra n , q_L , L_0 , S e D . Per un dato valore di queste quattro variabili. Il diametro del tubo può essere calcolato esplicitando i diversi termini:

$$D = \left(\frac{nq_L L_0}{53S^{0.5}} \right)^{0.375} \quad (75)$$

In fase di progettazione, una volta noto il massimo carico agente per asse ed aver dimensionato la pavimentazione dal punto di vista strutturale, si passa alla verifica idrologica della stessa, assicurandosi che gli spessori adottati per la lastra e lo strato di fondazione riescano ad accogliere l'intero afflusso ed a smaltirlo in un tempo minore della durata critica dell'evento meteorico, ovvero 24 ore. I modelli adottati per la verifica idrologica, descritti nei paragrafi successivi, differiscono a seconda dell'applicazione della pavimentazione. Per quantificare l'evento meteorico di progetto si è fatto riferimento non ad un singolo valore di altezza di pioggia, ma a tre diversi livelli. Da [66] sono stati presi i massimi valori annuali delle altezze di pioggia con durata di 24 ore registrati nei capoluoghi di Provincia della regione Piemonte; di questi dati, per ogni città, sono stati calcolati il minimo, il valor medio ed il massimo, da cui poi, mediando i risultati, sono state ricavate le tre soglie:

- 50 mm;
- 80 mm;
- 110 mm.

4.2 MODELLO DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ DRENANTE DELLE PAVIMENTAZIONI PER PARCHEGGI

Il metodo *Curve Number* (CN), sviluppato dal *Soil Conservation Service* (SCS) del Dipartimento dell'Agricoltura degli Stati Uniti, viene considerato come uno dei più importanti modelli non deterministici utilizzabile per la stima dei deflussi superficiali tanto da essere inserito in modelli di tipo distribuito previsionale dei deflussi.

Il metodo del *Curve Number* permette di determinare l'afflusso diretto o pioggia efficace P_e cioè la frazione della pioggia totale P che direttamente e in maniera preponderante contribuisce alla formazione dell'evento di piena. Per il calcolo della pioggia efficace, il metodo SCS propone le seguenti equazioni:

$$P_e = \frac{P_n^2}{P_n + S} \quad P_n = P - IA \quad IA = k_{ia} \cdot S \quad (76)$$

dove:

- P è la pioggia totale [mm];
- P_e è la pioggia efficace o deflusso diretto [mm];
- P_n è la pioggia netta [mm];
- S è la capacità idrica massima del suolo o volume specifico di saturazione [mm];
- IA sono le perdite iniziali [mm];
- k_{ia} è il coefficiente di perdite iniziali.

Le perdite iniziali (IA) sono costituite da alcuni processi quali l'intercettazione della pioggia da parte della vegetazione, dall'accumulo nelle depressioni del terreno e dall'imbibizione iniziale del terreno. Dai dati sperimentali tale parametro risulta correlato al volume specifico di saturazione o capacità idrica massima del suolo (S). La procedura proposta dal SCS stima le perdite iniziali uguali ad un quinto del volume specifico di saturazione del terreno (S). La diretta conseguenza di tale correlazione è che il metodo si basa su un solo parametro che descrive il complesso fenomeno dell'assorbimento. Il volume specifico di saturazione dipende dalla natura litologica e pedologica del terreno e dall'uso del suolo.

L'equazione proposta dal SCS è rappresentabile sul piano P - P_e , con un numero infinito di curve comprese tra la bisettrice dove S è uguale a zero e l'asse delle ascisse dove S assume il teorico

valore infinito, come illustrato in Figura 85. È facilmente intuibile la difficoltà nell'assegnare ad S un valore che sia il più possibile rappresentativo alla realtà.

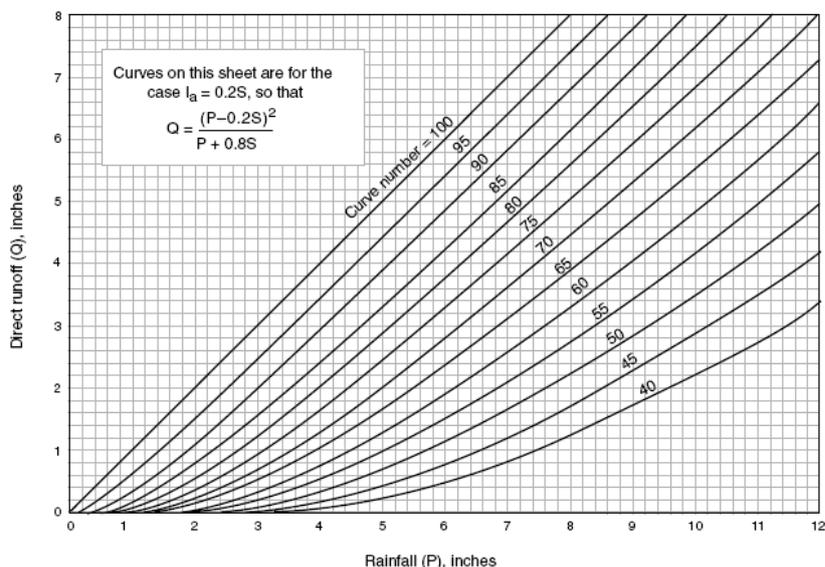


FIGURA 85 - RELAZIONE TRA DEFLUSSO SUPERFICIALE E PRECIPITAZIONE

Data la notevole variabilità del parametro S, si fa ricorso ad un artificio con il quale si determina il Numero di Curva (CN) utilizzando la seguente equazione che rappresenta sul piano P-Pe una famiglia di curve:

$$CN = \frac{25400}{254 + S} \quad (77)$$

dove S è espresso in millimetri.

Esplicitando S si ha:

$$S = 25.4 \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (78)$$

I due parametri (CN e S) sono inversamente correlati in modo non lineare: la capacità idrica massima del suolo (S) varia teoricamente da 0 a infinito e con tale equazione si ottiene un campo di variazione del parametro CN, compreso tra 0 e 100. Il parametro CN esprime le condizioni, dal punto di vista della formazione dell'afflusso, del complesso suolo-soprassuolo considerate le condizioni di umidità nei cinque giorni antecedenti l'evento di piena. In altri termini riassume l'attitudine propria e specifica del bacino a produrre afflusso.

Con valori di CN uguali o prossimi allo 0, si è in presenza di una superficie assimilabile alla perfetta "spugna" cioè viene assorbita e trattenuta la totalità o quasi della precipitazione. Con valori di CN uguali o prossimi a 100, siamo in presenza di terreni o superfici impermeabili dove

la precipitazione si trasforma interamente o quasi in afflusso creando l'evento di piena. Tale situazione si verifica per la precipitazione che direttamente cade nella rete idrografica o nei pressi della stessa. L'acqua è infatti assimilabile ad una superficie impermeabile dove l'afflusso si trasforma istantaneamente in deflusso.

Esiste poi una variazione, correlata alla precipitazione, del CN sperimentale. All'aumentare della precipitazione il valore di CN, empiricamente determinato, tende a diminuire. Questo particolare tipo di CN viene definito "apparente" ed è spiegato dal fatto che per precipitazione di modesta entità, l'incidenza percentuale delle perdite iniziali (IA) è elevata e quindi sono necessari valori di CN elevati per produrre la pioggia efficace. Per piogge di notevole entità le perdite iniziali incidono poco o niente e si può ottenere la pioggia efficace con CN bassi. È importante sottolineare che il CN locale invece, definite le condizioni iniziali, è invariante rispetto all'entità dell'afflusso ed è quindi definibile sulla base del complesso suolo-copertura. L'area di studio è composta da tre superfici di diversa permeabilità:

- Zona sosta dei veicoli in calcestruzzo drenante;
- Coperture dei tetti impermeabili;
- Zone verdi circostanti

Le relative aree, attraverso le pendenze, contribuiscono alla generazione diretta dell'afflusso sulla pavimentazione in calcestruzzo drenante. A partire dai dati di pioggia è stato calcolato il volume defluito per ognuna delle tre zone come prodotto tra l'altezza di pioggia e l'estensione dell'area corrispondente, per poi calcolare l'altezza equivalente rispetto alla pavimentazione drenante come rapporto tra i volumi di pioggia accumulati e l'area della pavimentazione drenante; per far sì che la pavimentazione superi la verifica idrologica:

- la somma di queste altezze equivalenti di pioggia deve essere maggiore della somma degli spessori della lastra in calcestruzzo poroso e dello strato di fondazione, ognuno moltiplicato per la relativa porosità;
- il tempo di detenzione t_d , calcolato secondo la seguente formula, deve essere inferiore alle 24 ore, ovvero l'intero sistema drenante deve essere in grado di smaltire, e quindi allontanare tramite l'infiltrazione nel sottosuolo, tutta la pioggia caduta nelle 24 ore precedenti, essendo così pronta a gestire il nuovo evento meteorico.

$$t_d = \frac{V}{A_p \cdot p} \quad (79)$$

in cui:

- V è il volume totale di pioggia che deve essere smaltito;
- A_p è la superficie della pavimentazione in calcestruzzo drenante;
- p rappresenta la permeabilità del sottosuolo, stimata, in mancanza di dati e prove sul campo, in base alla classificazione proposta dalla *Portland Cement Association* (PCA) e riportata in tabella.

TABELLA 19 - VALORI DI PERMEABILITÀ DEL SUOLO (PCA)

PCA	Tassi di infiltrazione p [cm/h]
Terreni sabbiosi	1.3 - 2.5
Terreni limosi	0.3 - 1.3
Terreni argillosi	0.03 - 3

4.3 MODELLI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ DRENANTE DELLE PAVIMENTAZIONI PER LE STRADE

Il modello di verifica idrologica adottato per le strade è basato sul metodo “*Los Angeles County*”, il quale assume che lo strato di fondazione drenante (avente la funzione di serbatoio) viene progettato per trattenere l'intero volume d'acqua del deflusso superficiale. Il volume totale V dell'acqua che deve essere drenata da una pavimentazione in calcestruzzo può essere calcolato come:

$$V = (A_p + A_b) \cdot h \quad (80)$$

in cui:

- A_p = area di calcestruzzo drenante [m^2];
- A_b = area non permeabile da drenare [m^2];
- h = altezza di pioggia della durata di 24 ore [mm].

Secondo questo approccio conservativo, che presuppone che tutta la pioggia sia trattenuta all'interno dello strato drenante di fondazione; se una parte dell'acqua è trattenuta all'interno del calcestruzzo poroso o trattenuta al di sopra della superficie con un cordolo, l'equazione per il calcolo dell'area permeabile diventa:

$$A_p = \frac{V}{h_{curb} + r_c \cdot h_c + r_s \cdot h_s} \quad (81)$$

dove:

- h_{curb} = altezza del cordolo per contenere l'acqua stagnante [m];
- r_c = porosità della lastra in calcestruzzo [%];
- h_c = spessore della lastra [m];
- r_s = porosità dello strato drenante [%];
- h_s = spessore dello strato drenante [m];

Nel caso in cui l'altezza del cordolo viene inclusa nel progetto idrologico, significa che durante l'evento meteorico ci sarà acqua stagnante sulla pavimentazione, e ciò non può essere accettabile nel caso delle pavimentazioni drenanti. Poiché l'area in calcestruzzo poroso è governata dalle dimensioni progettuali del sito e lo spessore della lastra è determinato dalle imposizioni

strutturali, il parametro chiave diventa lo spessore minimo dello strato di fondazione drenante h_s , determinato attraverso la seguente equazione:

$$h_s = \frac{1}{r_s} \left(\frac{V}{A_p} - h_{curb} - r_c \cdot h_c \right) \quad (82)$$

È inoltre necessario verificare che il tempo di detenzione t_d pari a 24 ore non venga superato. Nel caso in cui la pavimentazione è suscettibile a cicli ripetuti di gelo-disgelo, lo spessore della fondazione deve essere aumentato al fine di drenare tutta l'acqua al di sotto della pavimentazione ed evitare che una parte di essa rimanendo intrappolata, durante il congelamento possa danneggiarla. Un'ulteriore intervento contro il congelamento può essere rappresentato dall'inserimento nella parte superiore dello strato drenante, di un tubo di drenaggio, opportunamente dimensionato, avente lo scopo di allontanare l'acqua in eccesso.

4.4 ESEMPI E ANALISI DEI RISULTATI OTTENUTI

4.4.1 VERIFICA IDROLOGICA DI UN PARCHEGGIO

La verifica idrologica della pavimentazione impiegata per il parcheggio è stata svolta secondo il modello proposto dal SCS, secondo il metodo del CN. La zona di studio è rappresentata da un caso esempio di un centro commerciale, sito nel centro abitato di Torino, avente la seguente lottizzazione

TABELLA 20 - LOTTIZZAZIONE AREA

Lotto	Copertura	Area [m ²]	%
1	Parcheeggio in cls drenane	2700	36%
2	Area impermeabile	1150	15%
3	Area non sviluppata	3600	48%
Tot.		7450.00	

A seconda del differente tipo di suolo presente, sulla base della classificazione proposta dal PCA in funzione della permeabilità (Tabella 22), è stata calcolata l'altezza di pioggia equivalente che l'intera pavimentazione deve accogliere, ed è stato verificato che tale altezza risulti minore dell'altezza della pavimentazione, composta da uno strato di fondazione di 40 cm con una porosità del 40 % e la lastra in calcestruzzo, di altezza variabile tra 15, 20 e 25 cm e di porosità variabile tra il 15, 20 e 25 % (tali valori sono direttamente dipendenti alla classe di resistenza del cls impiegato), fornendo così le seguenti combinazioni di altezza totale:

TABELLA 21 - VERIFIC SULL'ALTEZZA DI PIOGGIA EFFICACE

	h = 150 mm			h = 200 mm			h = 250 mm		
%vuoti	15%	20%	25%	15%	20%	25%	15%	20%	25%
h_{tot}	182.5	190	197.5	190	200	210	197.5	210	222.5

La verifica è stata condotta prendendo in considerazioni le tre soglie di pioggia con durata di 24 ore (50, 80 e 110 mm), e per ciascun evento è stato verificato, oltre l'altezza, che il tempo di detenzione sia minore di 24 h, così come mostrato nelle seguenti Tabelle.

TABELLA 22 - P=50 MM

Sabbia	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	76	80	11	29.7	11
2	98	5	45	51.75	19
3	39	397	3	10.8	4
Σ					34
p [mm/h]					19
t_d [h]					1.8

Limo	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	85	45	20	54	20
2	98	5	45	51.75	19
3	61	162	2	7.2	3
Σ					42
p [mm/h]					8
t_d [h]					5.2

Argilla	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	89	31	26	70.2	26
2	98	5	45	51.75	19
3	74	89	9	32.4	12
Σ					57
p [mm/h]					1.97
t_d [h]					29.0

TABELLA 23 - P=80 MM

Sabbia	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	76	80	29	78.3	29
2	98	5	75	86.25	32
3	39	397	1	3.6	1
Σ					62
p [mm/h]					19
t_d [h]					3.3

Limo	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	85	45	44	118.8	44
2	98	5	75	86.25	32
3	61	162	11	39.6	15
Σ					91
p [mm/h]					8
t_d [h]					11.3

Argilla	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	89	31	52	140.4	52
2	98	5	75	86.25	32
3	74	89	26	93.6	35
Σ					119
p [mm/h]					1.97
t_d [h]					60.2

TABELLA 24 - P=110 MM

Sabbia	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	76	80	51	137.7	51
2	98	5	105	283.5	105
3	39	397	3	8.1	3
Σ					159
p [mm/h]					19
t_d [h]					8.4

Limo	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	85	45	70	189	70
2	98	5	105	120.75	45
3	61	162	26	93.6	35
Σ					149
p [mm/h]					8
t_d [h]					18.7

Argilla	CN	S [mm]	P _e [mm]	V _{def} [m ³]	h _{eq} [mm]
1	89	31	80	216	80
2	98	5	105	120.75	45
3	74	89	47	169.2	63
Σ					187
p [mm/h]					1.97
t_d [h]					95.1

4.4.2 VERIFICA IDROLOGICA DI UNA STRADA

La verifica idrologica nel caso stradale si basa sul metodo “*Los Angeles County*”. A partire dalla conoscenza delle dimensioni base della piattaforma stradale in ambito urbano [52], sono state individuate, per unità di lunghezza (come mostrato in Figura 86):

- la superficie permeabile A_p , dipendente dalla larghezza della piattaforma stradale (comprendente corsia e banchina in entrambi i sensi di marcia);
- la superficie impermeabile A_b , dipendente dalla larghezza del marciapiede.

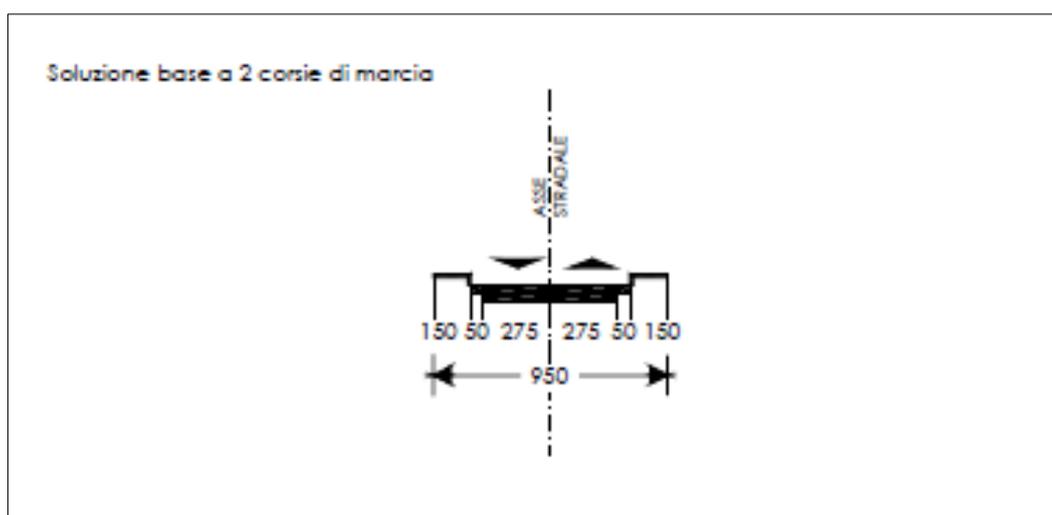


FIGURA 86 - RAPPRESENTAZIONE PIATTAFORMA STRADALE

A partire dalle tre altezze di pioggia sono stati ricavati i volumi d'acqua V , a partire dai quali, nel caso più sfavorevole di lastra in calcestruzzo drenante da 15 cm con un volume dei vuoti del 15%, si è calcolato lo spessore minimo dello strato di fondazione h_s , per una porosità del 40%. I calcoli sono stati riportati nella Tabella.

TABELLA 25 - DIMENSIONAMENTO STRATO DRENANTE

A_p [m ²]	6.5		
A_b [m ²]	3		
h_{rain} [mm]	50	80	110
V [m ³]	0.475	0.76	1.045
r_s [%]	40%	40%	40%
r_c [%]	0.15	0.15	0.15
h_c [m]	0.15	0.15	0.15
h_s [m]	0.126	0.236	0.346

Una volta verificato che gli spessori della pavimentazione riescano ad accogliere l'intero evento meteorico, si è passati al calcolo del tempo di detenzione, fissando tre diversi valori di permeabilità in funzione del tipo di terreno di sottofondo, in accordo con la classificazione proposta dal PCA. Come si evince dalla Tabella 26 un terreno argilloso, caratterizzato da un basso valore di permeabilità, non permette alla pavimentazione di soddisfare a pieno i requisiti idrologici per la quale è stata progettata, poiché il tempo t_d risulta essere maggiore di 24 ore.

TABELLA 26 - VERIFICA IDROLOGICA

A_p [m ²]	6.5		
A_b [m ²]	3		
h_{rain} [mm]	50	80	110
V [m ³]	0.475	0.76	1.05
p_1 [m/h]	0.019		
$t_{d,1}$ [h]	3.8	6.2	8.5
p_2 [m/h]	0.008		
$t_{d,2}$ [h]	9.1	14.6	20.1
p_3 [m/h]	0.00197		
$t_{d,3}$ [h]	37.1	59.4	81.6

5 CASO STUDIO DI DIMENSIONAMENTO DI UNA PAVIMENTAZIONE RIGIDA POROSA

Nel seguente capitolo vengono descritte le fasi della verifica strutturale ed idrologica di un caso studio applicativo di una lastra in calcestruzzo drenante. Così come descritto nei capitoli precedenti, l'applicazione di questa pavimentazione è limitata alle strade a basso traffico, indicate da [52] come Categoria F. Le dimensioni della piattaforma stradale in ambito urbano, comprendente corsie, banchine e marciapiede per senso di marcia sono desunte da [52], e così come descritto nel Capitolo 3.5, sono stati analizzati e presi in considerazione due tipi di lastra di differenti dimensioni, la prima lastra è 6.5m x 9m (lastra grande); la seconda 3.25m x 4.5m (lastra piccola). La scelta della geometria dipende sia da fattori esterni al dimensionamento strutturale ed idrologico, come vincoli progettuali e risorse messe a disposizione dall'impresa costruttrice, sia dal superamento o meno delle verifiche strutturali.

Per quanto riguarda i dati di input, tutto parte dalla scelta del tipo di materiale. Non potendo ipotizzare delle precise proporzioni nella fase di mix design, si è partiti direttamente dalla conoscenza del valore di resistenza a compressione su provini cilindrici f_{ck} , pari a 20 [MPa], al quale corrisponde un determinato livello di porosità e dal quale sono stati calcolati diversi parametri [65], ognuno dei quali rappresenta la resistenza offerta dal materiale a determinate tipologie di sollecitazione.

TABELLA 27 - PROPRIETÀ CALCESTRUZZO

f_{ck} [MPa]	20
f_{cm} [MPa]	28
E_{cm} [MPa]	29962
f_{ctm} [MPa]	2.21
f_{cfm} [MPa]	2.65
ν [-]	0.15

Note le caratteristiche del calcestruzzo, si passa alla conoscenza del supporto della pavimentazione. La descrizione della portanza del sottofondo è espressa attraverso l'indice CBR (*California Bearing Ratio*), il quale è un parametro che fornisce una valutazione indiretta della portanza del terreno; nonostante non sia realmente rappresentativo dello stato tensionale presente nel sottofondo al passaggio dei veicoli, il motivo della sua ampia diffusione, sia come

parametro rappresentativo della portanza nei metodi di calcolo empirici più noti sia come elemento di riferimento per il costipamento, è legato oltre che all'esperienza anche alla relativa facilità di esecuzione delle prove. Nel caso urbano, data la complessità della fase costruttiva della pavimentazione, si è optato per un terreno con una classe di portanza classificata media [61], a cui corrisponde un CBR pari a 10. Dalla conoscenza della portanza del sottofondo, è possibile calcolare il modulo di reazione corrispondente attraverso l'utilizzo dell'abaco rappresentato in Figura 87 [59], il quale rappresenta le relazioni che intercorrono tra i diversi parametri di caratterizzazione del sottofondo.

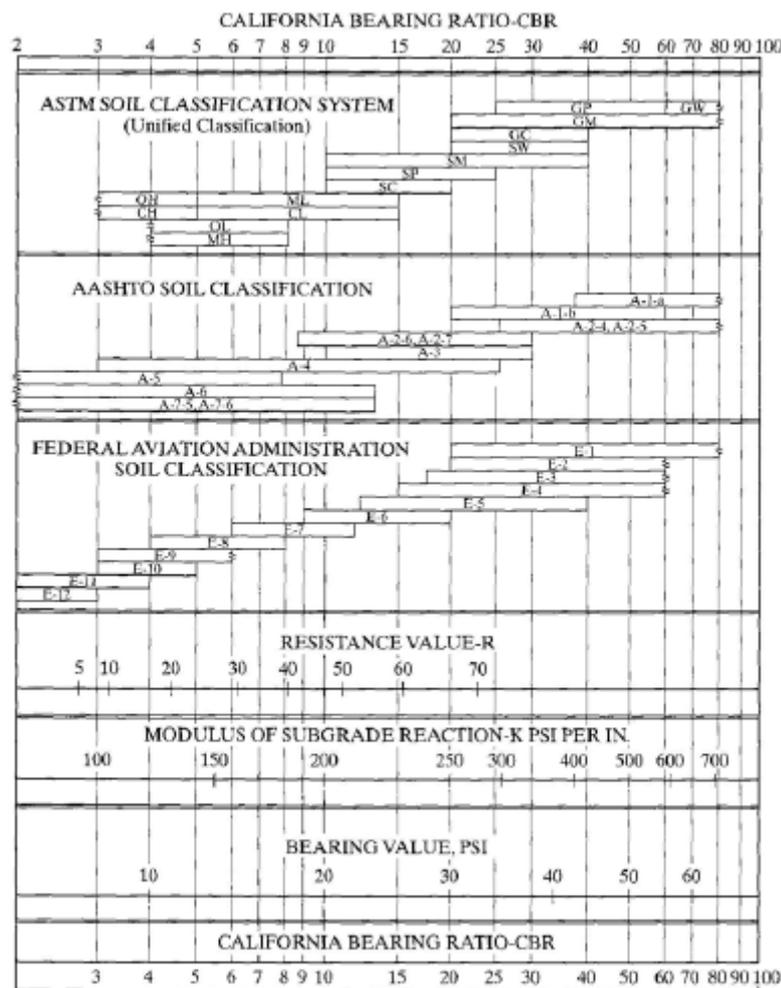


FIGURA 87 - RELAZIONI TRA LE PROPRIETÀ DEL SUOLO (HUANG)

Il calcolo dell'altezza di pioggia è avvenuto attraverso la costruzione della CPP, con la quale, per un prefissato T_R , si individua l'altezza di pioggia relativa ad una durata di 24 ore. Si raccolgono i dati relativi ai massimi annui delle precipitazioni di durata 1, 3, 6, 12 e 24 ore nel sito di interesse (Comune di Torino) sia sfruttando gli annali idrologici del Servizio Idrografico

e Mareografico Nazionale (anni 1927-1986) sia la banca dati dell'ARPA Piemonte (anni 2002-2011), riportati in Tabella 39.

A partire da questi dati si realizzano i diagrammi delle serie storiche dei massimi annui dell'intensità di precipitazione media i per tutte le durate tabellate, per brevità si è rappresentata solo la serie storica di nostro interesse, quella di durata pari a 24 ore (Tabella 40).

Si procede nella realizzazione della curva di possibilità pluviometrica: si ricordi la relazione che vige tra l'intensità media della precipitazione $\overline{i(d)}$ e durata d del fenomeno piovoso, che è la seguente.

$$\overline{i(d)} = a \cdot d^{n-1} \quad (83)$$

È possibile conoscere il valor medio assunto dalla precipitazione indice per ciascuna delle cinque durate.

TABELLA 28 - VALORI MEDI DI PRECIPITAZIONE

$\overline{i(1\ ora)}$ [mm/h]	$\overline{i(3\ ore)}$ [mm/h]	$\overline{i(6\ ore)}$ [mm/h]	$\overline{i(12\ ore)}$ [mm/h]	$\overline{i(24\ ore)}$ [mm/h]
32,2	12,9	7,4	4,6	2,9

Si procede pertanto alla valutazione dei parametri a e n , trasformando la relazione appena scritta in una relazione riferita ad un diagramma bi-logaritmico.

$$\ln(\overline{i(d)}) = \ln(a) + (n - 1) \cdot \ln(d) \quad (84)$$

TABELLA 29 - RAPPRESENTAZIONE LOGARITMICA

Durata di riferimento	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
$\ln(d)$	0	1,098	1,792	2,485	3,178
$\ln(\overline{i(d)})$	3,472	2,561	2,008	1,518	1,063

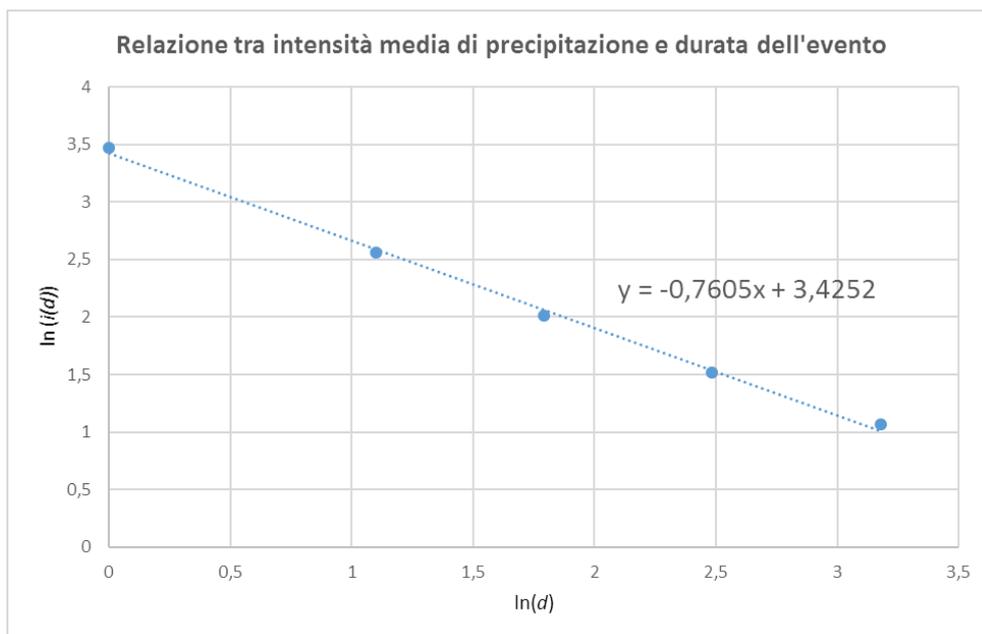


FIGURA 88 - RELAZIONE IM-D

Essendo nota l'equazione della retta interpolante è possibile stimare i valori di a ed n :

$$a = 30.729 \quad (85)$$

$$n = 0.240 \quad (86)$$

Si procede ora al calcolo del fattore di crescita KT per un tempo di ritorno T pari a 10 anni: è necessario conoscere il coefficiente di variazione CV medio, ottenuto facendo la media dei coefficienti di variazione delle cinque distribuzioni disponibili. Il CV viene definito come rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio della distribuzione. Si considerano i campioni estratti da popolazioni ben rappresentabili con il modello probabilistico di Gumbel, pertanto si sottintendono i passaggi dell'inferenza statistica legati alla scelta del modello probabilistico.

TABELLA 30 - DATI STATISTICI

Durata di riferimento	1 ora	3 ore	6 ore	12 ore	24 ore
μ	32,189	12,948	7,449	4,561	2,894
σ	12,906	4,502	2,380	1,475	0,979
CV	0,401	0,348	0,320	0,323	0,338

$$\overline{CV} = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 CV_{(i)} = 0.346 \quad (87)$$

$$K_T = 1 - \overline{CV} \cdot \left\{ \gamma_E \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} + \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \right\} = 1.451 \quad (88)$$

È possibile dunque realizzare la curva di possibilità pluviometrica (per T = 10 anni), rappresentata dalle seguenti equazioni:

$$i_T(d) = \overline{i(d)} \cdot K_T = a \cdot d^{n-1} \cdot K_T \quad (89)$$

$$h_T(d) = \overline{h(d)} \cdot K_T = a \cdot d^n \cdot K_T \quad (90)$$

Si è scelto di rappresentare le altezze di pioggia, in maniera tale da conoscere in maniera immediata l'altezza di pioggia di progetto.

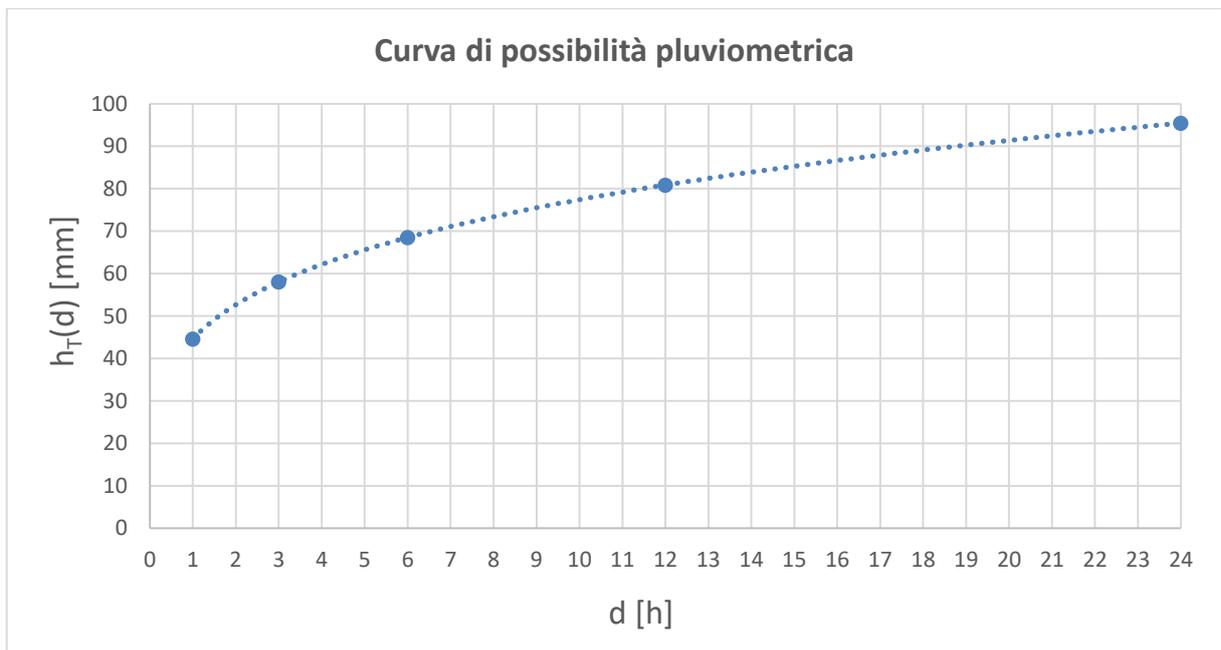


FIGURA 89 - COSTRUZIONE CPP

Dalla verifica idrologica, a partire dall'altezza di pioggia di progetto, caratterizzata da una durata di 24 ore per un tempo di ritorno T_R=10 anni e dalla porosità della miscela di calcestruzzo, legata alla sua classe di resistenza f_{ck}, attraverso la (82) si calcola lo spessore minimo richiesto dalla fondazione per accogliere l'intero afflusso meteorico, così come mostrato in Tabella 31.

TABELLA 31 - PREDIMENSIONAMENTO FONDAZIONE

h_{pioggia} [mm]	95
V [m³]	0.90696
r_s [%]	30%
h_s [m]	0.33

Una volta noto lo spessore della fondazione in misto granulare ed il modulo k di reazione del terreno di sottofondo, si è passato al calcolo del modulo di reazione k incrementato dello strato su cui poggerà la lastra attraverso la tabella [59]

Subgrade <i>k</i> value (pci)	Subbase <i>k</i> 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).

FIGURA 90 - CALCOLO K DEL SOTTOFONDO (HUANG)

Tali valori sono stati interpolati per ottenere una più completa variazione del modulo di reazione all'aumentare dello spessore dello strato di fondazione

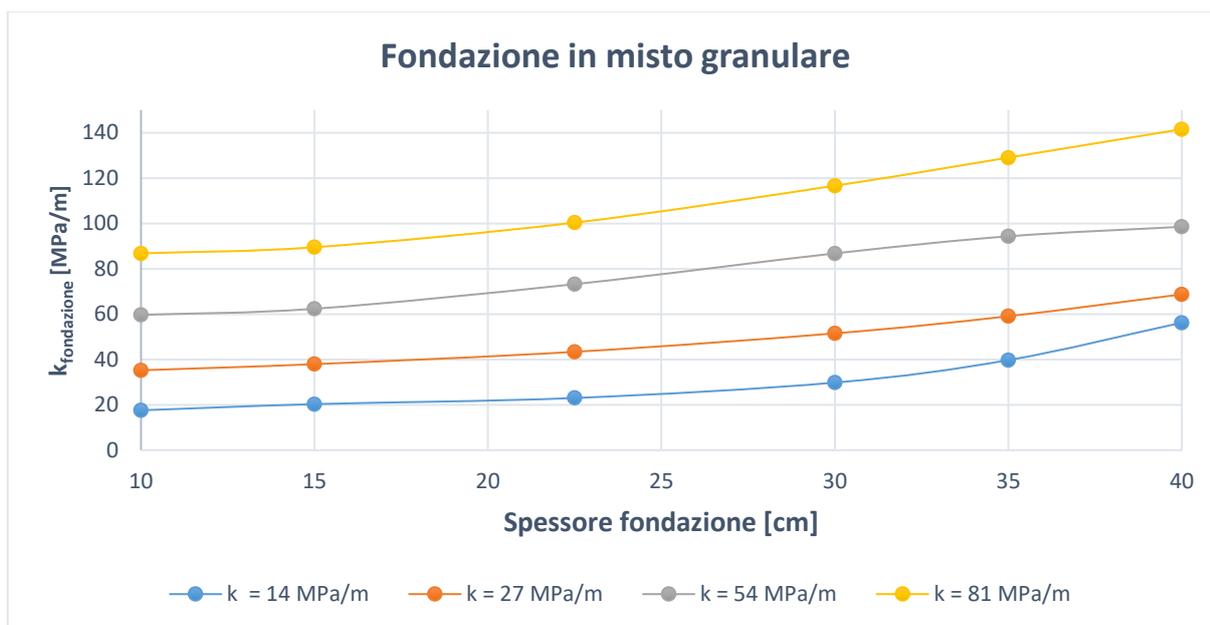


FIGURA 91 - RELAZIONE K TERRENO-SPESSORE FONDAZIONE

Dalla conoscenza del traffico giornaliero medio (TGM) si desume il numero di passaggi dell'asse preso come riferimento nell'intero ciclo di servizio della pavimentazione (ESAL), come mostrato in Tabella 32.

TABELLA 32 - DATI DI TRAFFICO

TGM	1 800
y	20
r	2%
v _p	10%
p _t	2
D _D	0.50
D _L	1.00
G ₂₀	24.30
TTF	0.21
ESAL	8.0*10 ⁵

A partire dal valore determinato di ESAL, questo viene impiegato come dato in ingresso nell'abaco relativo alla verifica a fatica (Figura 92); entrando con il valore noto di W₁₈, in funzione del modulo di reazione adottato, si determina lo spessore minimo richiesto dalla pavimentazione (15.35 cm).

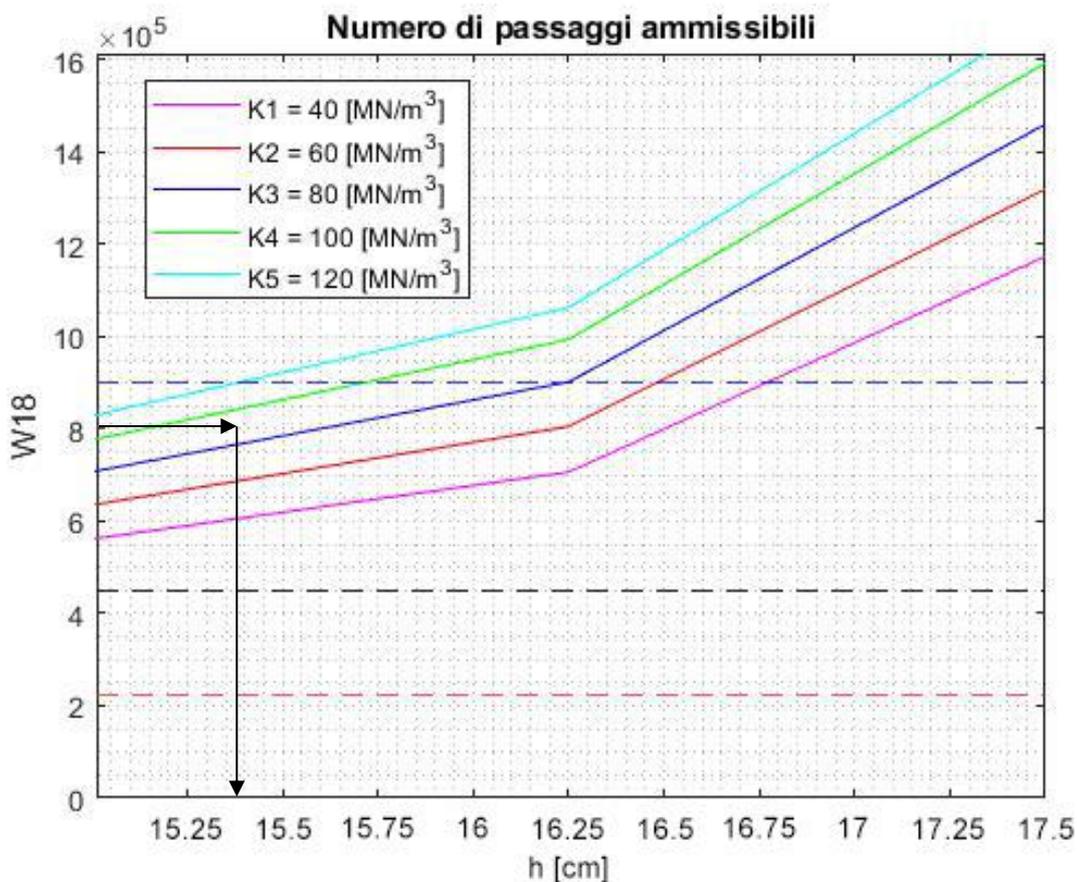


FIGURA 92 - CALCOLO PRIMO VALORE DI SPESSORE DELLA LASTRA

Nota lo spessore di primo tentativo della lastra, il massimo carico agente sulla pavimentazione, asse singolo da 80 [kN], i due valori di gradienti termici, 0.03 [°C/mm] nel caso notturno e 0.05 [°C/mm] nel caso diurno per entrambe le configurazioni geometriche considerate, si è proceduto alle verifiche strutturali della pavimentazione rigida:

- la tensione di trazione che nasce all'estradosso della lastra per effetto del gradiente "diurno" sia inferiore alla f_{cfm} ;
- la tensione di trazione che nasce all'intradosso della lastra per sovrapposizione degli effetti dovuti al traffico circolante e al gradiente "notturno", nel peggior caso che tali effetti si sovrappongano, deve essere minore della f_{cfm} .

Attraverso l'utilizzo grafico degli abachi di pre-dimensionamento elaborati nei Capitoli 3.6 e 3.7, si è calcolato il livello tensionale corrispondente alle diverse casistiche considerate, seguendo un processo iterativo fino alla determinazione degli spessori finali degli strati componenti la pavimentazione, il quale può essere sintetizzato nel seguente ordine:

Iterazione 1

- $H = 33 \text{ cm}$;
- $k = 91 \text{ MN/m}^3$;
- $h = 16 \text{ cm}$.

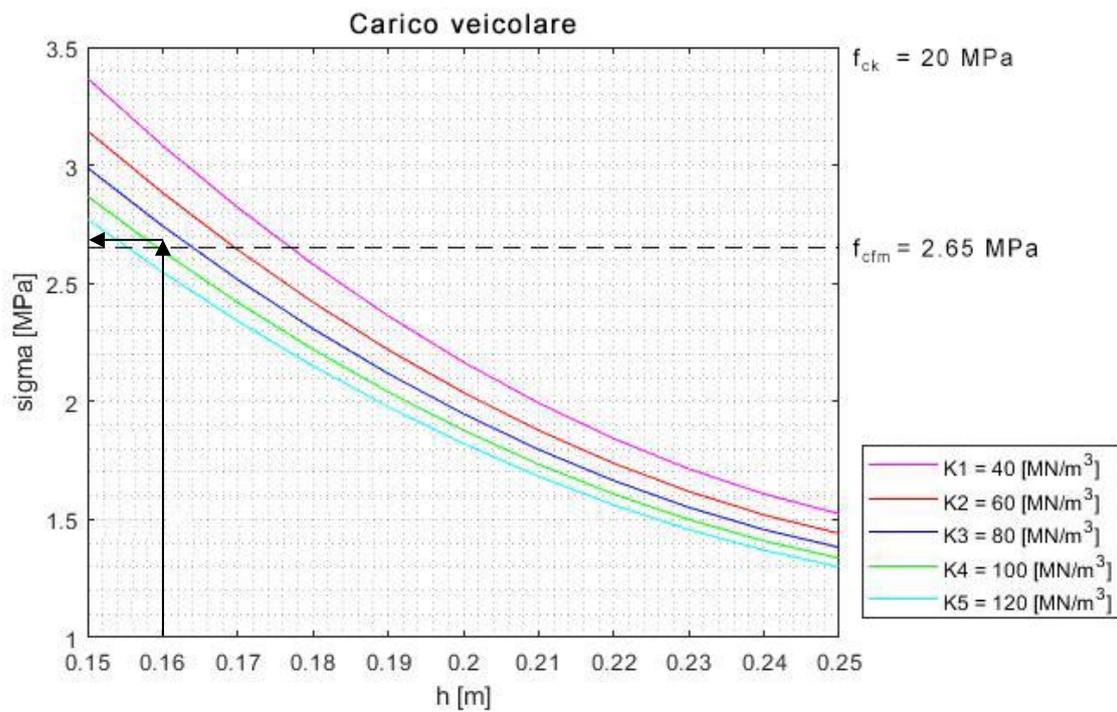


FIGURA 93 - TENSIONE INDOTTA DAL CARICO VEICOLARE (1)

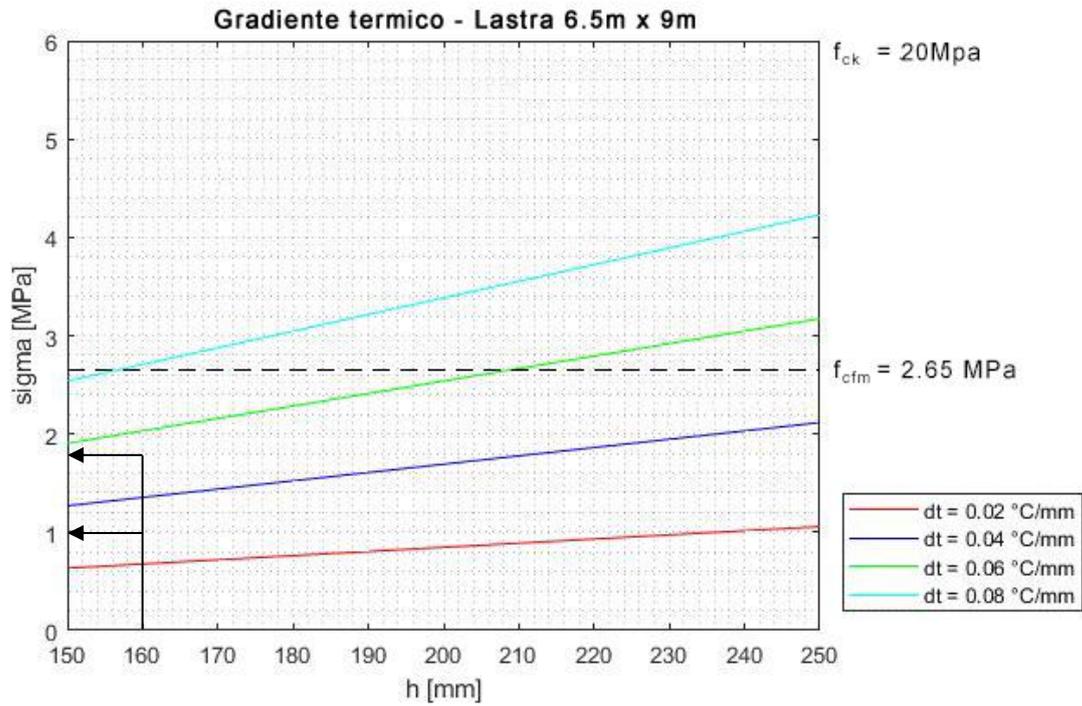


FIGURA 94 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (1)

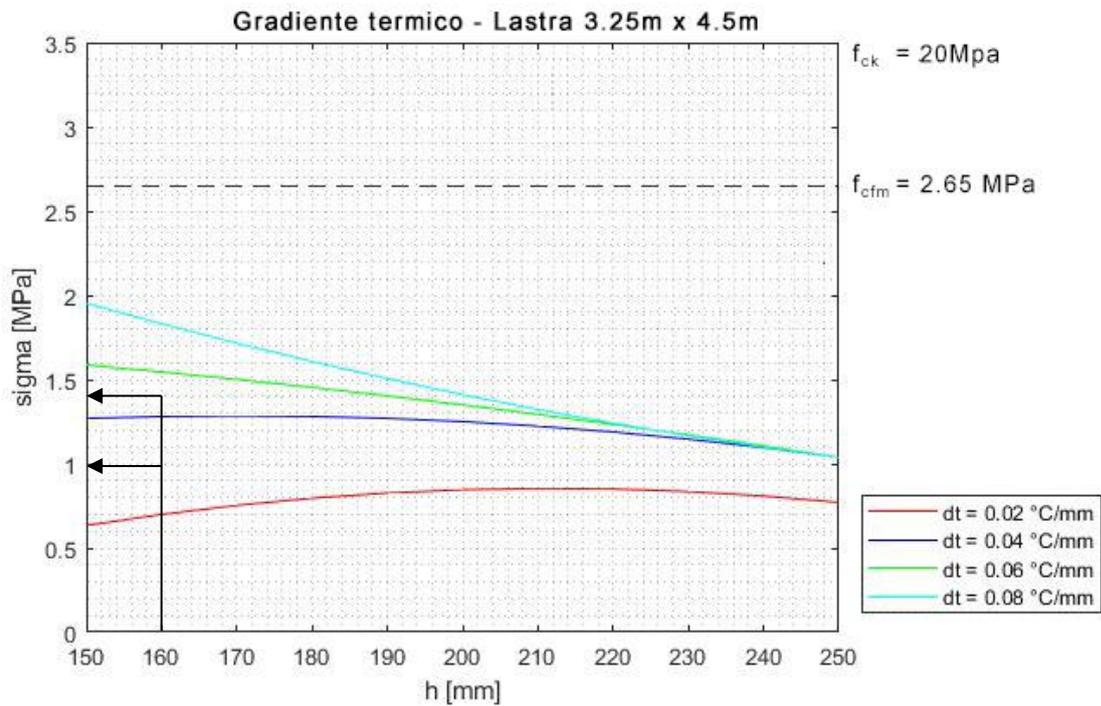


FIGURA 95 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (1)

La tensione ricavata per effetto del gradiente termico di $0.05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$ è inferiore alla f_{cfm} , ma l'effetto combinato del traffico e del curling durante il giorno, per entrambe le geometrie, provoca una sollecitazione maggiore della resistenza offerta dal materiale, come mostrato in Tabella 33; per questo è necessario cambiare i dati in ingresso.

TABELLA 33 - RISULTATI ITERAZIONE 1

<i>Iterazione 1 - Lastra grande</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	2.658
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.719
σ_{diurno} [MPa]	1.692
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	3.377
<i>Iterazione 1 - Lastra piccola</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	2.658
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.611
σ_{diurno} [MPa]	1.198
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	3.269

Iterazione 2

- $H = 40$ cm;
- $k = 100$ MN/m³;
- $h = 16$ cm.

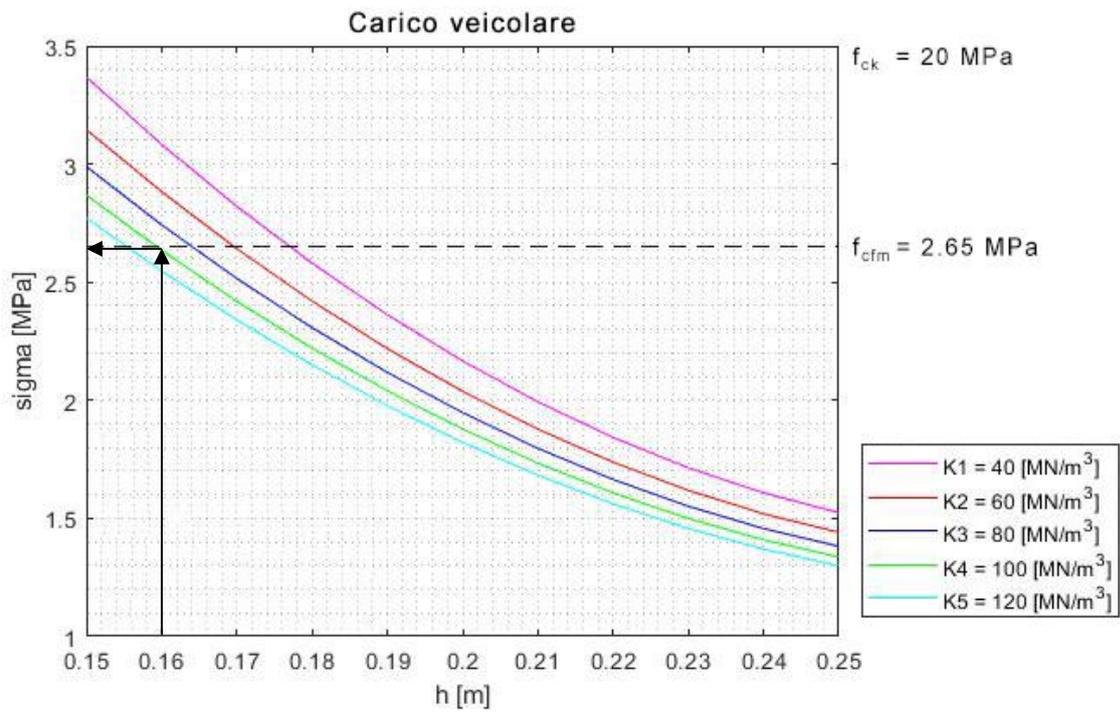


FIGURA 96 - TENSIONE INDOTTA DAL CARICO VEICOLARE (2)

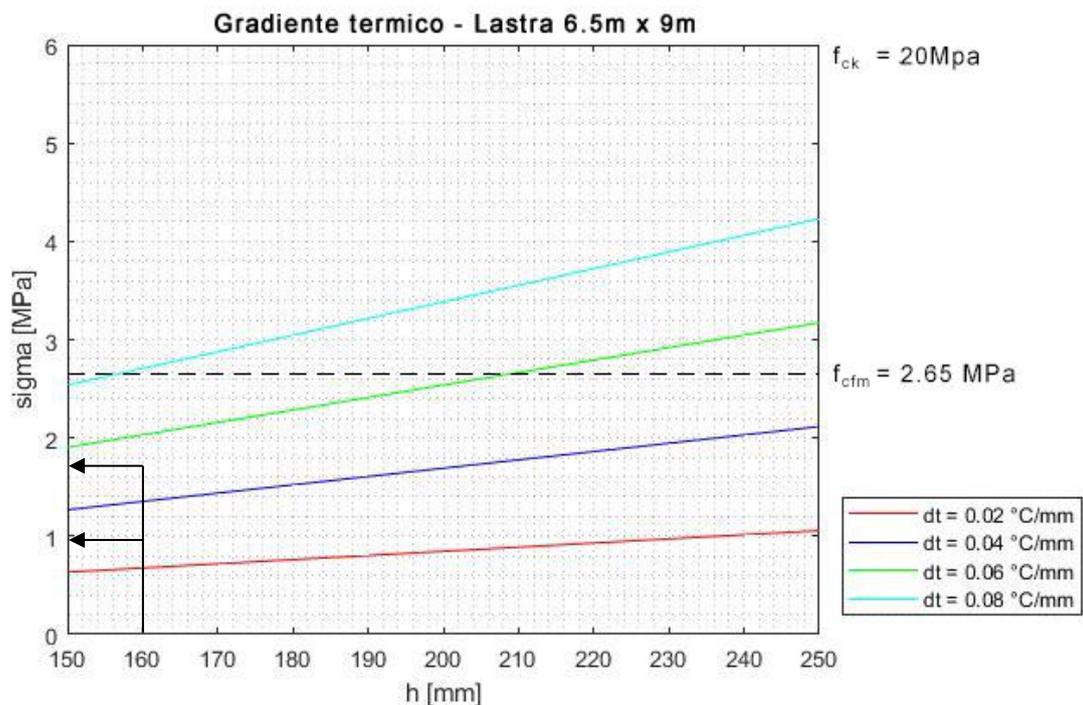


FIGURA 97 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (2)

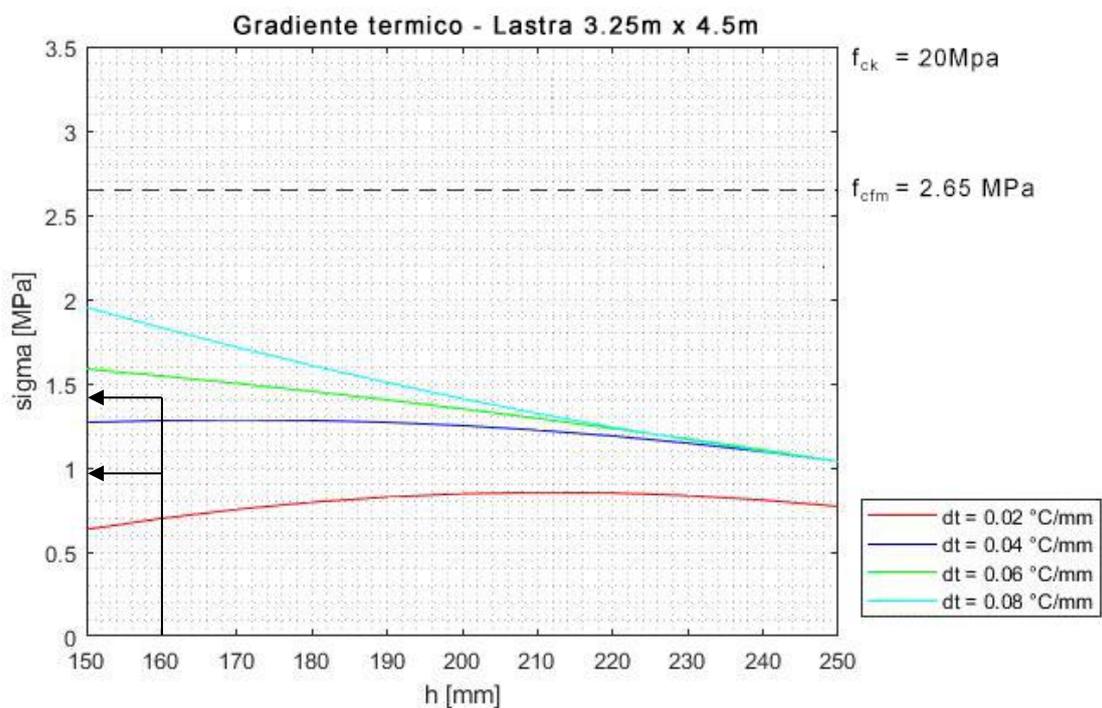


FIGURA 98 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (2)

La tensione ricavata per effetto del gradiente termico di 0.05 °C/mm è inferiore alla f_{cfm} , ma l'effetto combinato del traffico e del curling durante il giorno, per entrambe le geometrie, provoca una sollecitazione maggiore della resistenza offerta dal materiale, come mostrato in Tabella 34; per questo è necessario cambiare i dati in ingresso.

TABELLA 34 - RISULTATI ITERAZIONE 2

<i>Iterazione 2 - Lastra grande</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	2.620
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.719
σ_{diurno} [MPa]	1.692
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	3.339
<i>Iterazione 2 - Lastra piccola</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	2.620
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.611
σ_{diurno} [MPa]	1.198
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	3.231

Iterazione 3

- $H = 40 \text{ cm}$;
- $k = 100 \text{ MN/m}^3$;
- $h = 20 \text{ cm}$.

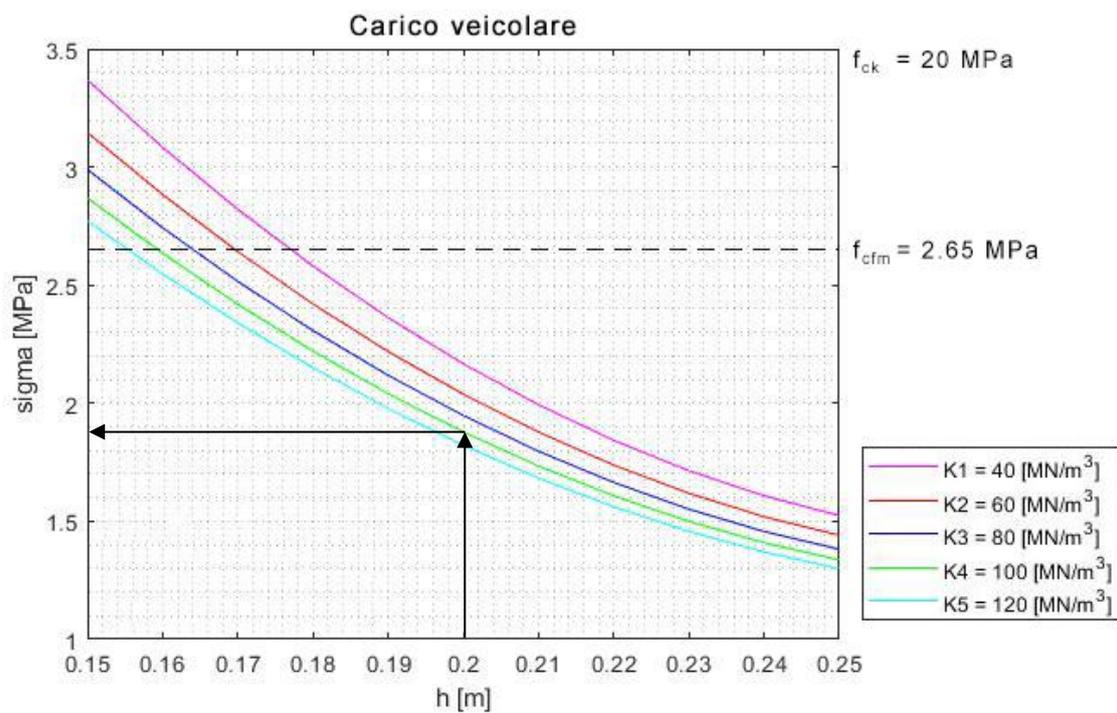


FIGURA 99 - TENSIONE INDOTTA DAL CARICO VEICOLARE (3)

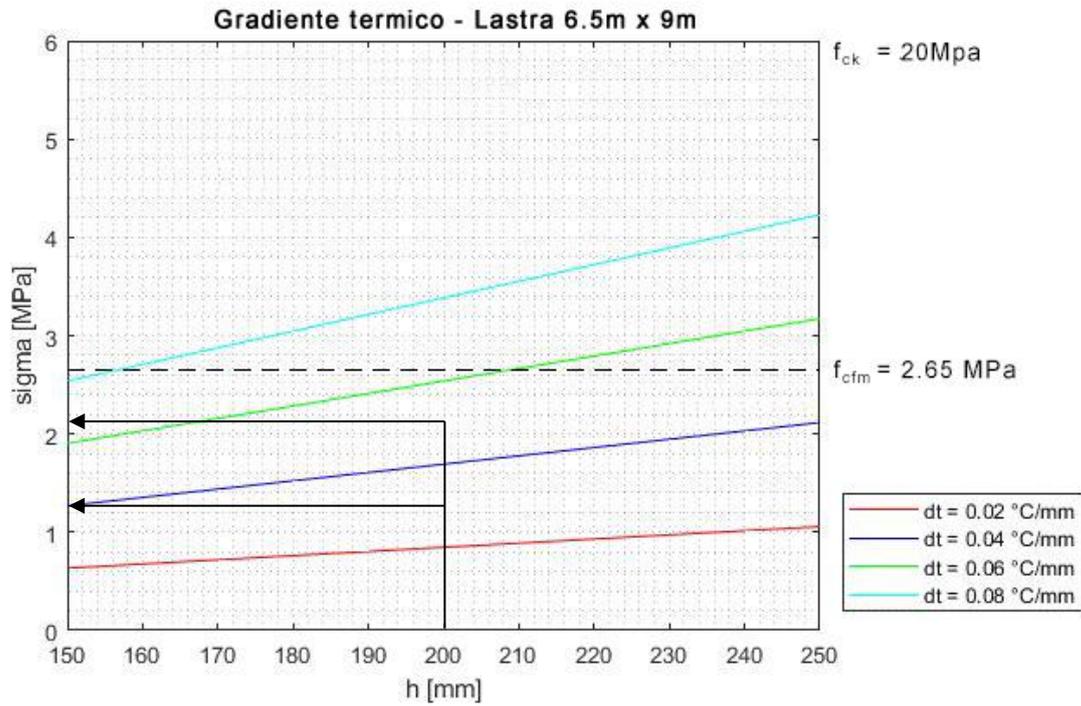


FIGURA 100 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (3)

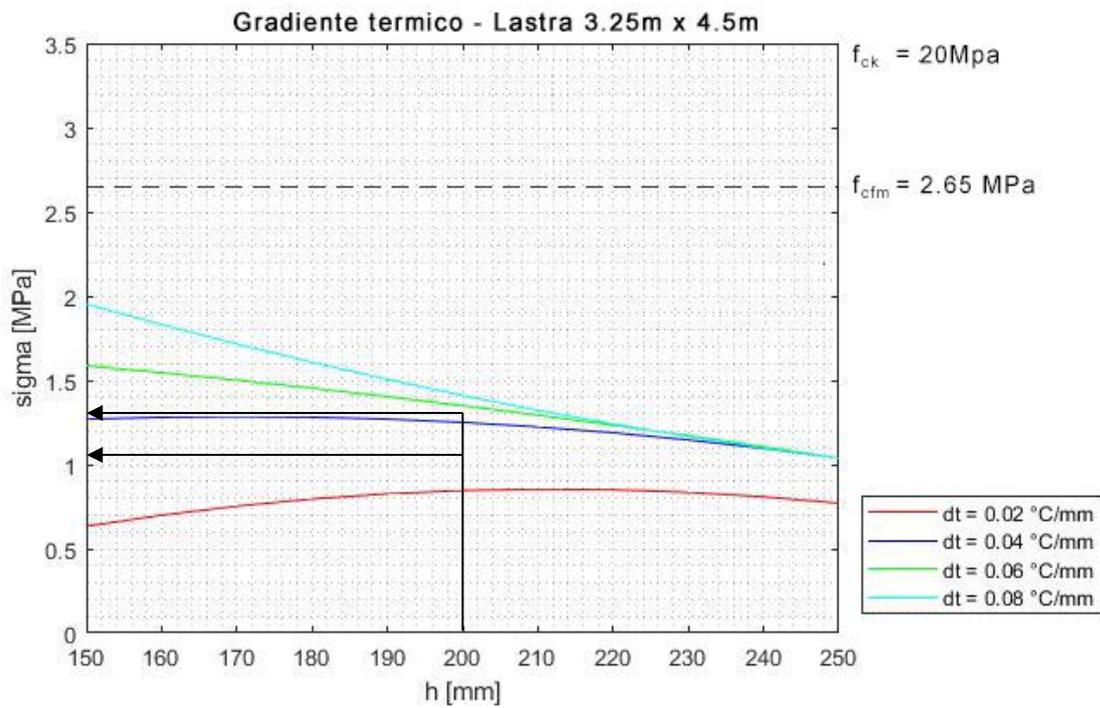


FIGURA 101 - TENSIONE INDOTTA DAI GRADIENTI TERMICI (3)

La tensione ricavata per effetto del gradiente termico di $0.05 \text{ }^\circ\text{C/mm}$ è inferiore alla f_{cfm} così come la tensione derivante dall'effetto combinato del traffico e del curling nel caso della lastra di dimensioni minori ($3.25\text{m} \times 4.5\text{m}$); al contrario, nel caso della lastra di dimensioni maggiori ($6.5\text{m} \times 9\text{m}$), tale verifica non risulta essere soddisfatta, come mostrato in Tabella 35.

TABELLA 35 - RISULTATI ITERAZIONE 3

<i>Iterazione 3 - Lastra grande</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	1.882
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.899
σ_{diurno} [MPa]	2.115
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	2.781
<i>Iterazione 3 - Lastra piccola</i>	
$\sigma_{veicolare}$ [MPa]	1.882
$\sigma_{notturmo}$ [MPa]	0.764
σ_{diurno} [MPa]	1.171
f_{cfm} [MPa]	2.653
$\sigma_{vec} + \sigma_{not}$ [MPa]	2.646

Le dimensioni di progetto della lastra e della pavimentazione saranno così definite:

TABELLA 36 - DIMENSIONI FINALI LASTRA

f_{ck} [MPa]	20
E [N/mm ²]	29962
h [mm]	200
H [mm]	400
K [MPa/m]	100
L [mm]	4500
W [mm]	3250

Per quanto riguarda la verifica a fatica, tramite l'equazione (60), si è calcolato W_{18} , ovvero il numero di ripetizioni ammissibili dell'asse da 80 kN che la pavimentazione, con gli spessori appena calcolati, riesce a sopportare prima di giungere a rottura ($4.25 \cdot 10^6$); in seguito è stato accertato che la legge di Miner (58) fosse rispettata, ovvero che il rapporto tra il numero di passaggi ($ESAL = 8 \cdot 10^5$) ed il numero di passaggi ammissibili W_{18} sia inferiore all'unità, come rappresentato in Figura 102.

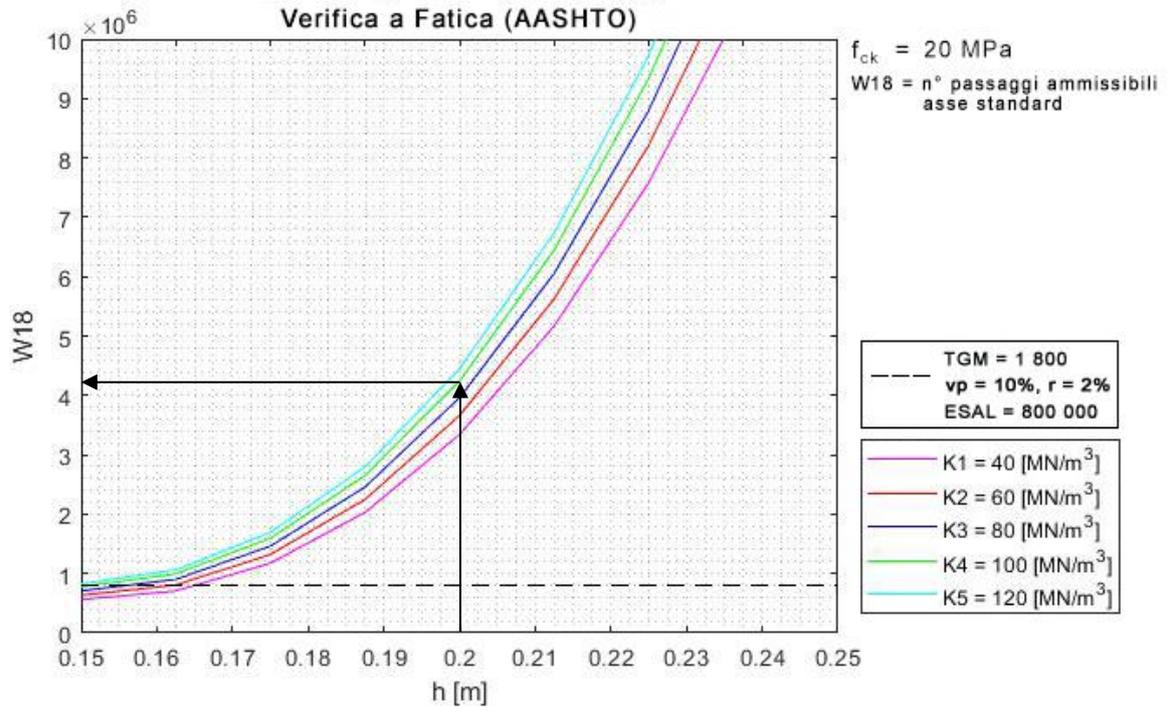


FIGURA 102 - CALCOLO N° PASSAGGI AMMISSIBILI

Dopo aver verificato la resistenza della lastra allo stato tensionale indotto e al fenomeno della fatica si passa alla verifica idrologica. Essendo nota l'altezza di pioggia di progetto (95 mm) ed avendola già utilizzata nel predimensionamento dello strato drenante, è chiaro che l'afflusso generato dalle aree permeabili ed impermeabili viene completamente raccolto all'interno della pavimentazione, formata da 200 mm di lastra in cls poroso con una porosità del 20% e 400 mm di strato drenante in misto granulare con una porosità del 30%; offrendo così, un'altezza di immagazzinamento pari a 160 mm. Oltre alla capacità di accumulo, si deve verificare che l'acqua venga allontanata dalla pavimentazione nel minor tempo possibile. Conoscendo le dimensioni della piattaforma stradale, si calcola il volume di acqua che interesserà la pavimentazione, e a partire dal tasso di infiltrazione p del terreno di sottofondo (considerato pari a 10 cm/h), si calcola il tempo di detenzione t_d secondo la (79), il quale deve essere inferiore a 24 h. I risultati sono mostrati in Tabella 37.

TABELLA 37 - RISULTATO VERIFICA IDROLOGICA

f_{ck} [MPa]	20
E [N/mm ²]	29962
h [mm]	200
H [mm]	400
A_p [m ²]	6.5
A_b [m ²]	3
h_{rain} [mm]	95
V [m ³]	0.90696
p [m/h]	0.01
t_d [h]	14

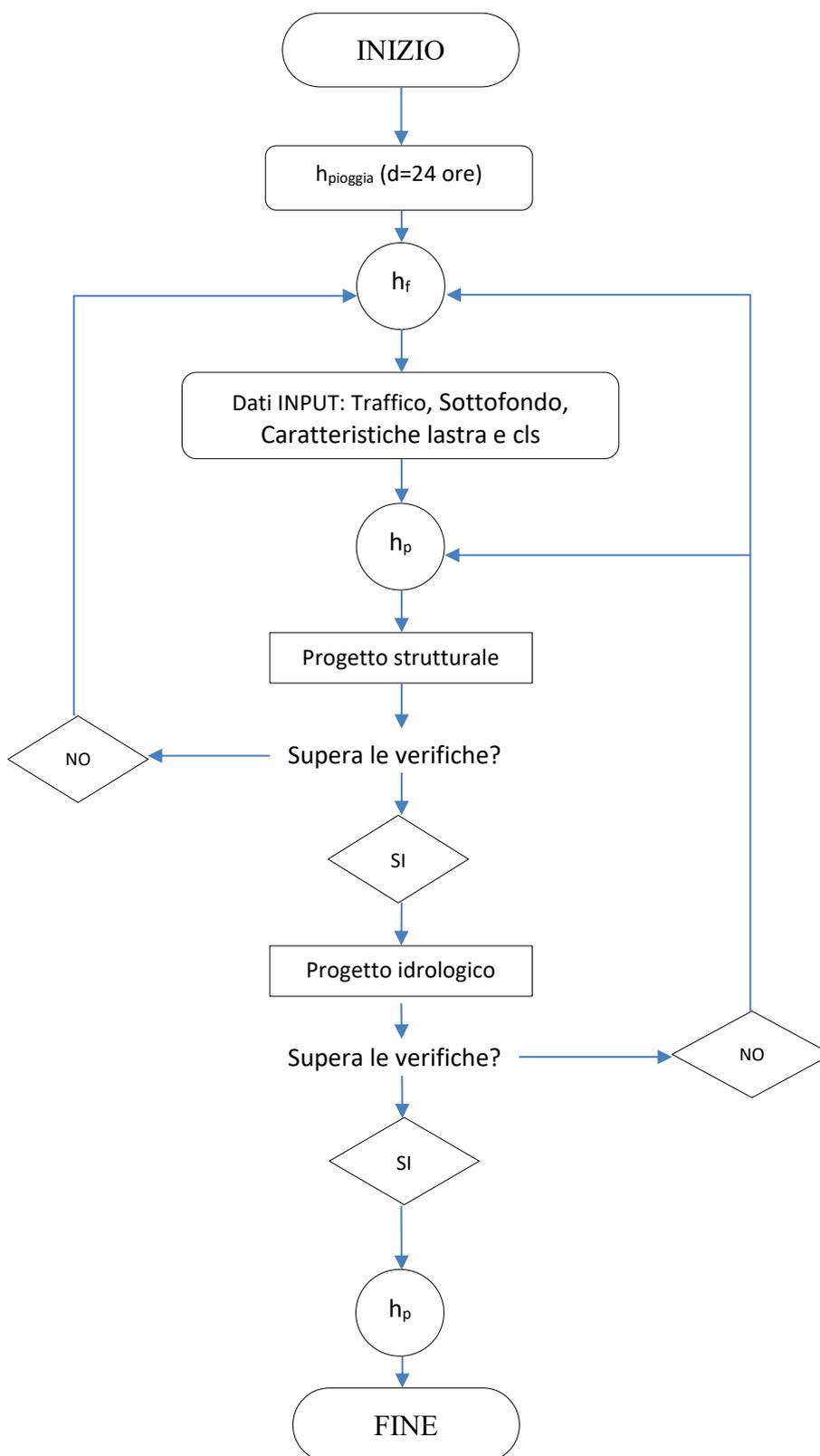


FIGURA 103 - DIAGRAMMA DI FLUSSO PER LA PROGETTAZIONE INTEGRATA

6 CONCLUSIONI

L'esempio riportato del caso studio ha dimostrato la possibilità di realizzare un progetto integrato della pavimentazione, conducendo nello stesso tempo, o in maniera sequenziale, la progettazione strutturale con quella idrologica, attraverso i quali si raggiungono risultati considerevoli, in quanto con gli spessori della lastra in calcestruzzo poroso e dello strato di fondazione drenante in misto granulare determinati, si assicura il pieno funzionamento della pavimentazione. L'aver dimensionato l'intero pacchetto con gli scopi preposti non solo permette di restare lontani dalle condizioni critiche durante l'intera vita di servizio, ma garantisce il pieno controllo dei dissesti della pavimentazione e dei fenomeni ad essi collegati, attraverso una resistenza a fatica "teoricamente infinita" e valori molto bassi di *Faulting* e del *PI*.

D'altro canto, questa soluzione tecnologica non presenta solo punti a favore, come i vari benefici esposti nel Capitolo 1, ma mostra anche numerosi svantaggi, i quali non solo ne limitano l'impiego e la larga diffusione, ma soprattutto ne causano l'esclusione durante la fase di studio preliminare dell'intero progetto. Come già anticipato, la scelta di tale tipologia di calcestruzzo è ostacolata dalla quasi totale mancanza di norme costruttive e dall'elevato livello di manodopera richiesta, condizionata dalla difficoltà realizzativa del manufatto. Ciascun particolare di ogni step del processo costruttivo, dalla composizione della miscela alla fase di maturazione del getto deve essere minuziosamente curato, al fine di evitare future problematiche connesse, che possono portare ad un aumento degli interventi di manutenzione, che si traducono in un aumento del costo della pavimentazione. I limiti riguardano anche gli scopi per i quali viene progettata, infatti il suo impiego è limitato alle strade urbane, caratterizzate da un basso livello di traffico pesante, sia in termini di passaggi, percentuale sul traffico complessivo e peso per asse considerato, a causa delle basse resistenze connesse ad un elevato volume dei vuoti. Inoltre, l'inserimento della pavimentazione in un preciso contesto geografico, caratterizzato da un determinato livello di pioggia, influisce sulla scelta progettuale finale, poiché zone interessate da elevate altezze di pioggia portano ad un eccessivo dimensionamento, adottando così strati di fondazione e pavimentazione di elevato spessore, il che si traduce in un aumento dei costi di realizzazione. Sempre sotto l'aspetto idrologico, l'installazione su terreni caratterizzati da bassi coefficienti di permeabilità, come i terreni limo-argillosi e terreni argillosi, porta ad un malfunzionamento della pavimentazione, poiché essa non riesce a smaltire nel tempo limite richiesto di 24 h, l'intero afflusso meteorico tramite la percolazione nel terreno di sottofondo,

portando così all'inserimento di tubi di drenaggio o dispositivi di ritenuta, i quali portano ad un notevole aumento del costo di realizzazione e funzionamento. Per tale motivo la scelta della pavimentazione in calcestruzzo drenante deve tener conto di tutti questi aspetti e deve giungere ad una soluzione che rappresenti non solo un compromesso fra esigenze strutturali ed idrologico, ma soprattutto che rappresenti una soluzione economicamente vantaggiosa.

Un diretto proseguimento di questo lavoro consiste nella realizzazione di una metodologia di progetto integrata più avanzata, la quale prenda in considerazione, sin dall'inizio, l'estrema variabilità dei dati di input e la possibile relazione che può esistere fra di essi, come connessione fra porosità della fondazione e modulo di reazione del sottofondo, stato tensionale per curling indipendente dalla configurazione della lastra o un miglioramento dei dispositivi di detenzione dell'acqua con l'inserimento di tubi di drenaggio opportunamente dimensionati, oppure un approccio che esula dal funzionamento della pavimentazione, ma che riguardi tutti gli aspetti che concorrono alla sua costruzione, dalla scelta dei materiali fino alla completa realizzazione, realizzando un'analisi del costo del ciclo di vita (*LCCA*).

7 CORRISPONDENZA TRA NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Al fine di avere una più chiara comprensione ed una maggiore familiarità riguardo le norme citate nei capitoli precedenti, prettamente di stampo americano a causa della bibliografia consultata, viene riportata la seguente Tabella, in cui sono elencati gli standard statunitensi ed i corrispettivi standard italiani ed europei.

TABELLA 38 - CORRISPONDENZA TRA NORMATIVE DI RIFERIMENTO

ASTM	UNI EN
D448	933-1:2012
C33	12620:2008
C33M	
C29	1936:2007
C29M	
C150	197-1:2007
C150M	
C595	15368:2010
C595M	
C1157	15368:2010
C1157M	
C618	450-1:2012
C1240	13263-1:2009
C94	1008:2003
C94M	
C260	934-2:2012
C666	1367-1:2007
C171	1504-10:2017
T180	13286-2

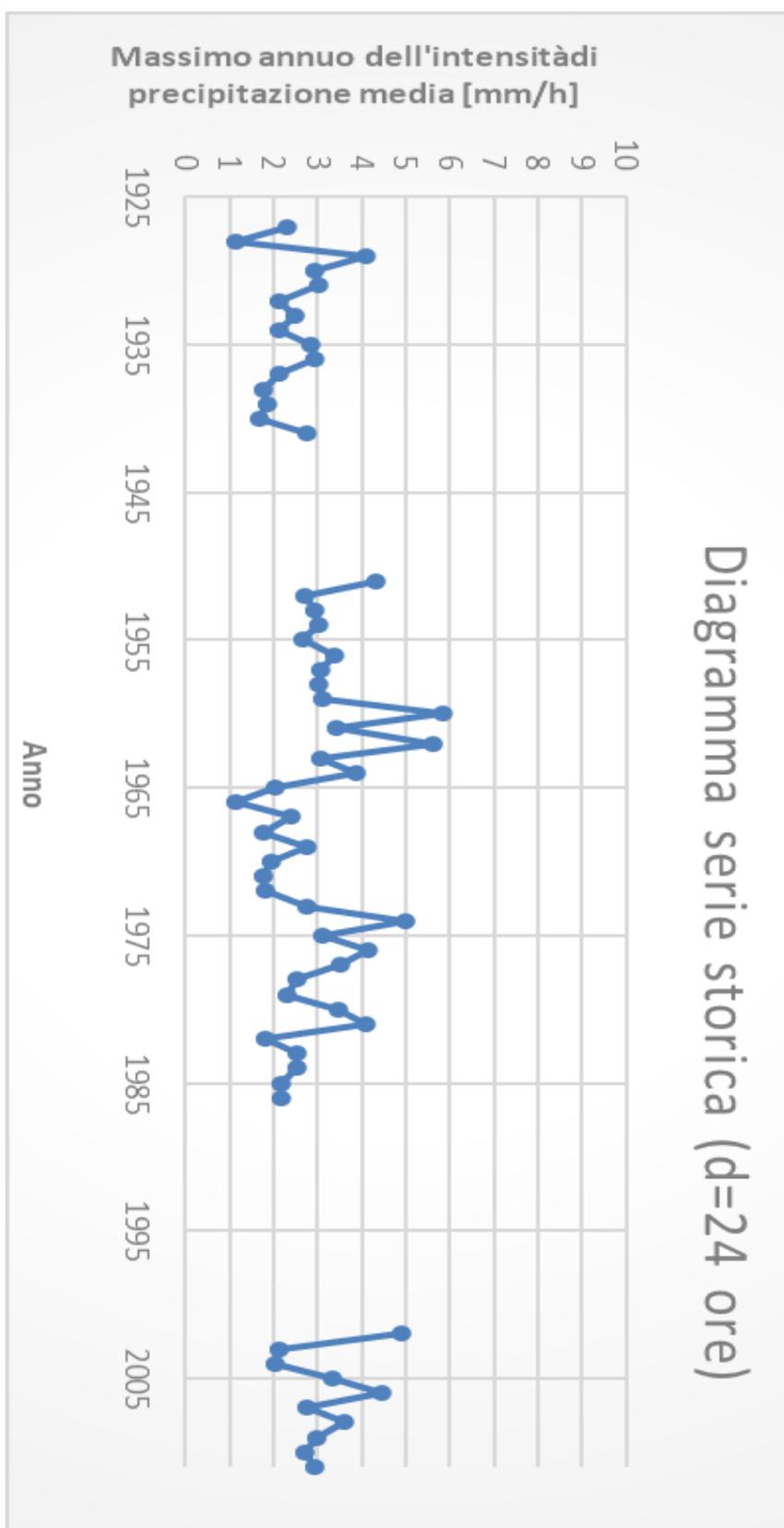
8 APPENDICE

TABELLA 39 - REGISTRO PRECIPITAZIONI (1927-2011)

Anno	d = 1 ora		d = 3 ore		d = 6 ore		d = 12 ore		d = 24 ore	
	h	i	h	i	h	i	h	i	h	i
1927	31,0	31,0	33,0	11,0	33,0	5,5	38,0	3,2	56,0	2,3
1928	20,6	20,6	22,5	7,5	25,4	4,2	27,4	2,3	27,8	1,2
1929	21,0	21,0	33,5	11,2	36,5	6,1	61,5	5,1	98,0	4,1
1930	18,9	18,9	21,0	7,0	30,0	5,0	50,4	4,2	70,7	2,9
1931	62,2	62,2	64,2	21,4	65,2	10,9	65,2	5,4	72,6	3,0
1932	17,6	17,6	29,0	9,7	32,6	5,4	39,6	3,3	51,2	2,1
1933	32,4	32,4	36,0	12,0	36,0	6,0	40,0	3,3	60,0	2,5
1934	15,6	15,6	24,6	8,2	35,6	5,9	48,2	4,0	51,4	2,1
1935	31,0	31,0	52,0	17,3	54,8	9,1	68,2	5,7	68,4	2,9
1936	42,6	42,6	54,6	18,2	54,8	9,1	54,8	4,6	70,6	2,9
1937	31,0	31,0	33,0	11,0	33,0	5,5	35,4	3,0	51,6	2,2
1938	33,0	33,0	38,0	12,7	38,0	6,3	38,0	3,2	43,0	1,8
1939	24,2	24,2	24,2	8,1	25,4	4,2	32,2	2,7	44,6	1,9
1940	15,0	15,0	25,6	8,5	32,6	5,4	37,0	3,1	41,0	1,7
1941	15,6	15,6	23,0	7,7	25,0	4,2	41,0	3,4	66,0	2,8
1951	32,6	32,6	38,0	12,7	67,0	11,2	87,4	7,3	104,0	4,3
1952	30,4	30,4	30,4	10,1	30,4	5,1	44,0	3,7	65,6	2,7
1953	20,4	20,4	30,0	10,0	48,0	8,0	67,0	5,6	71,0	3,0
1954	53,6	53,6	69,0	23,0	70,6	11,8	70,6	5,9	72,8	3,0
1955	57,6	57,6	61,0	20,3	61,0	10,2	61,0	5,1	64,0	2,7
1956	30,8	30,8	45,6	15,2	45,6	7,6	64,6	5,4	81,6	3,4
1957	32,6	32,6	41,0	13,7	52,2	8,7	52,8	4,4	73,6	3,1
1958	23,8	23,8	23,8	7,9	27,8	4,6	46,0	3,8	73,0	3,0
1959	31,4	31,4	33,0	11,0	35,8	6,0	53,4	4,5	74,4	3,1
1960	36,0	36,0	48,0	16,0	70,0	11,7	110,0	9,2	140,0	5,8
1961	60,0	60,0	61,6	20,5	72,6	12,1	80,0	6,7	82,8	3,5
1962	58,4	58,4	61,2	20,4	61,2	10,2	78,0	6,5	135,0	5,6
1963	23,4	23,4	25,4	8,5	50,0	8,3	52,6	4,4	74,2	3,1
1964	27,2	27,2	52,0	17,3	64,0	10,7	73,6	6,1	93,0	3,9
1965	21,0	21,0	24,0	8,0	29,2	4,9	42,2	3,5	49,6	2,1
1966	28,0	28,0	28,0	9,3	28,0	4,7	28,0	2,3	28,0	1,2
1967	28,0	28,0	31,2	10,4	34,8	5,8	54,6	4,6	57,8	2,4
1968	25,0	25,0	43,0	14,3	43,0	7,2	43,0	3,6	43,0	1,8
1969	28,0	28,0	34,8	11,6	53,6	8,9	53,6	4,5	66,8	2,8
1970	18,0	18,0	26,4	8,8	27,6	4,6	28,2	2,4	46,8	2,0
1971	26,2	26,2	27,0	9,0	38,0	6,3	40,2	3,4	43,0	1,8
1972	24,0	24,0	28,4	9,5	37,4	6,2	37,4	3,1	44,0	1,8
1973	36,0	36,0	40,0	13,3	48,6	8,1	57,0	4,8	66,0	2,8
1974	46,8	46,8	50,2	16,7	55,0	9,2	107,0	8,9	120,2	5,0

1975	19,8	19,8	30,8	10,3	31,0	5,2	42,2	3,5	74,4	3,1
1976	43,6	43,6	48,8	16,3	49,8	8,3	62,4	5,2	99,2	4,1
1977	22,6	22,6	47,2	15,7	66,8	11,1	85,0	7,1	85,0	3,5
1978	25,6	25,6	30,0	10,0	30,0	5,0	47,0	3,9	60,4	2,5
1979	51,0	51,0	55,2	18,4	55,2	9,2	55,2	4,6	55,2	2,3
1980	37,0	37,0	54,0	18,0	67,6	11,3	75,8	6,3	83,0	3,5
1981	20,8	20,8	26,2	8,7	39,6	6,6	52,0	4,3	99,0	4,1
1982	25,8	25,8	37,8	12,6	39,0	6,5	40,0	3,3	44,0	1,8
1983	28,2	28,2	31,2	10,4	34,2	5,7	47,4	4,0	60,6	2,5
1984	16,0	16,0	22,0	7,3	28,6	4,8	42,4	3,5	61,4	2,6
1985	32,2	32,2	38,2	12,7	44,0	7,3	45,8	3,8	52,6	2,2
1986	30,4	30,4	31,0	10,3	37,0	6,2	45,4	3,8	52,0	2,2
2002	55,3	55,3	60,6	20,2	61,0	10,2	72,5	6,0	118,2	4,9
2003	29,5	29,5	29,5	9,8	31,2	5,2	37,8	3,2	51,3	2,1
2004	26,2	26,2	35,9	12,0	36,1	6,0	36,1	3,0	49,6	2,1
2005	65,2	65,2	74,2	24,7	77,7	13,0	79,5	6,6	80,5	3,4
2006	31,0	31,0	34,8	11,6	46,8	7,8	64,4	5,4	106,9	4,5
2007	54,5	54,5	58,8	19,6	59,2	9,9	59,2	4,9	66,6	2,8
2008	21,5	21,5	24,1	8,0	34,3	5,7	56,7	4,7	86,6	3,6
2009	31,4	31,4	38,1	12,7	53,7	9,0	71,7	6,0	71,7	3,0
2010	52,2	52,2	56,8	18,9	56,8	9,5	56,8	4,7	65,0	2,7
2011	32,8	32,8	37,0	12,3	37,4	6,2	54,4	4,5	71,0	3,0

TABELLA 40 - RAPPRESENTAZIONE SERIE STORICA (D=24 H)



9 BIBLIOGRAFIA

- [1] Li J., Zhang Y., Liu G., Peng X, *Preparation and performance evaluation of innovative pervious concrete pavement*, Construction and Building Materials, 2017.
- [2] K. Chandrappa, K.P. Biligiri, *Pervious concrete as a sustainable pavement material – Research findings and future prospects: A state-of-the-art review*, Construction and Building Materials, 2016.
- [3] ACI Committee 522, *Report on Pervious Concrete*, 2010
- [4] A. Bonicelli, G.M. Arguelles, L.G.F. Pumarejo, *Improving Pervious Concrete Pavement for achieving more sustainable urban roads*, Procedia Engineering, 2016.
- [5] L. Haselbach, M. Boyer, J.t. Kevern, V. Schaefer, *Cyclic heat island impacts on traditional versus pervious concrete pavement systems*, Journal of the transportation Research Board, 2011.
- [6] B. tian, Y. Liu, K. Niu, S. Li, J. Xie, L. Xinjun, *Reduction of tire Pavement Noise by Porous Concrete Pavement*. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014.
- [7] L. Haselbach, C. Poor, J. Tilson, *Dissolved zinc and copper retention from stormwater runoff in ordinary portland cement pervious concrete*. Construction and Building Materials, 2014.
- [8] S. Shen, M. Burton, B. Jobson, L. Haselbach, *Pervious concrete with titanium dioxide as a photocatalyst compound for a greener urban road environment*. Construction and Building Materials, 2012.
- [9] M.L. Leming, H.R. Malcom, P.D. Tennis, *Hydrologic design of pervious concrete*, PCA, 2007
- [10] Bruce K. Ferguson, *Porous Pavements - Integrative Studies in Water Management & Land Development*, CRC Press, 2005.
- [11] M. Kovac, A. Sicakova, *Pervious Concrete as a Sustainable Solution for Pavements in Urban Areas*, Environmental Engineering - 10th International Conference, 2017

- [12] Neithalath, N., “*Development and Characterization of Acoustically Efficient Cementitious Materials,*” Purdue University, 2004.
- [13] Yang, J., and Jiang G., “*Experimental Study on Properties of Pervious Concrete Pavement Materials,*” Cement and Concrete Research, 2003.
- [14] Meininger, R.C., *No-fines pervious concrete for paving.* Concr. Int., 1988.
- [15] Crouch, L.K., Smith, N., Walker, A.C., Dunn, T.R., Sparkman, A., *Determining pervious PCC permeability with a simple triaxial flexible-wall constant head permeameter.* TRB 85th Annual Meeting Compendium of Papers, 2006.
- [16] R. Liu, F. Sha, H. Yang, *Investigation of the Porosity Distribution, Permeability, and Mechanical Performance of Pervious Concretes,* Geotechnical and Structural Engineering Research Center, 2018.
- [17] M. Wanielista, M. Chopra, *Performance Assessment of Portland Cement Pervious,* Final Report FDOT Project BD521-02, 2007
- [18] Schaefer, V.R., Wang, K., Suleiman, M.T., White, D.J., Kevern, J.T., *Mix design development for pervious concrete in cold weather climates.* Center for Transportation Research and Education, 2006.
- [19] Ghafoori, N., Dutta, S., *Laboratory investigation of compacted no-fines concrete for paving materials.* J. Mater. Civ. Eng., 1995.
- [20] Chopra, M., Wanielista, M., Ballock, C., Spence, J., *Construction and maintenance assessment of pervious concrete pavements.* Stormwater Management Academy University of Central, 2007.
- [21] N.J. Delatte, *Concrete Pavement Design, Construction and Performance,* CRC Press, 2014
- [22] P. Nelson, S. Phillips, *Quieter Road Surfaces,* Transportation Research Board, 1998.
- [23] Y. Joung, Z. Grasley, *Evaluation and Optimization of Pervious Concrete with Respect to Permeability and Clogging,* Texas A&M University, 2008.

- [24] R. Zhong, K. Wille, *Influence of matrix and pore system characteristics on the durability of pervious concrete*, Construction and Building Materials, 2018.
- [25] Pratt C.J., Mantle J.D., Schofield P.A, *UK research into the performance of permeable pavement, reservoir structures in controlling stormwater discharge quantity and quality*. Water Science Technology, 1995.
- [26] Deo, O., Sumanasooriya, M., Neithalath, N., *Permeability reduction in pervious concretes due to clogging: experiments and modeling*. J. Mater. Civ. Eng., 2010.
- [27] Schaefer, V.R., Kevern, J.T., Wang, K., *An integrated study of pervious concrete mixture design for wearing course applications*. National Concrete Pavement Technology Centre, 2011.
- [28] Mata, L.A., *Sedimentation of pervious concrete pavement system*, 2008.
- [29] Mata, L.A., Leming, M.L., *Vertical distribution of sediments in pervious concrete pavement systems*, 2012.
- [30] Scholz, M., *Water quality improvement performance of geotextiles within permeable pavement systems: A critical review*, 2013.
- [31] Boving, T., Stolt, M., Augenstern, J. Brosnan, B., *Potential for localized groundwater Contamination un a porous pavement parking lot setting in Rhode Island*, 2008.
- [32] Brown, C., Chu, A., van Duin, B., Valeo, C., *Characteristics of sediment removal in two types of permeable pavement*. Water Qual, 2009.
- [33] Kayhanian, M., Anderson, D., Harvey, J.T., Jones, D., Muhunthan, B., *Permeability measurement and scan imaging to assess clogging of pervious concrete pavements in parking lots*. J. Environ. Manage, 2012.
- [34] Drake, J.A.P., Bradford, A., *Assessing the potential for restoration of surface permeability for permeable pavements through maintenance*. Water Sci. Technol, 2013.
- [35] Gunderson, J., *Pervious pavements: New findings about their functionality and performance in cold climates*. Stormwater Magazine, 2008.
- [36] Henderson, V., Tighe, S., *Evaluation of pervious concrete pavement performance in cold weather climates*. Int. J. Pavement Eng, 2012.

- [37] Chopra, M., Kakuturu, S., Ballock, C., Spence, J., Wanielista, J., *Effect of rejuvenation methods on the infiltration rates of pervious concrete pavements*. J. Hydrol. Eng., 2010.
- [38] Vancura, M.E., MacDonald, K., Khazanovich, L., *Location and depth of pervious concrete clogging material before and after void maintenance with common municipal utility vehicles*. J. Transp. Eng., 2012.
- [39] G. McCain, M. Dewoolkar, *Strength and Permeability Characteristics of porous concrete pavements*, Transportation Research Board 88th Annual Meeting, 2009.
- [40] P.D. Tennis, M.L. Leming, D.J. Akers, *Pervious Concrete Pavements*, PCA, 2004.
- [41] Ohio Ready Mixed Concrete Association, *Pervious concrete sample specification*, 2014.
- [42] A.M. Made, S. Rogge, *Development of high quality pervious concrete specifications for Maryland conditions*, Final report, 2013.
- [43] Colorado Ready Mixed Concrete Association, *Specifier's Guide for Pervious Concrete Pavement Design*, 2009.
- [44] A. Kia, H.S. Wong, C.R. Cheeseman, *Clogging in permeable concrete: A review*, Journal of Environmental Management, 2017.
- [45] D. West, *A Methodology for designing pervious bicycle lanes for stormwater management*, Clemson University, 2013.
- [46] S. Rahman, A.B. Northmore, V. Henderson, S.L. Tighe, *Developing a framework for low-volume road implementation of pervious concrete pavements*, International Journal of Transportation Science and Technology, 2015.
- [47] Regio Decreto, *Legge 17 agosto 1942 n. 1150*, G.U. n. 244 del 16 ottobre 1942.
- [48] Presidente della Repubblica, *Legge "ponte" n. 765/1967 del 6 agosto 1967*, G.U. n. 218 del 31 agosto 1967.
- [49] Ministero dei lavori pubblici, *D.M. 2 aprile 1968, n. 1444*, G.U. n. 97 del 16 aprile 1968.
- [50] Presidente della Repubblica, *Legge 24 marzo 1989, n. 122 (Tognoli)*, G.U. n. 80 del 6 aprile 1989.
- [51] *Nuovo Codice della Strada*, Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n.285, e s.m.i.

- [52] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, *Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade*, Decreto Ministeriale n.6792 del 5 novembre 2001, G.U. n. 3 del 4 gennaio 2002.
- [53] Ministero dei lavori pubblici, *D.M. 30 novembre 1999, n. 557*, G.U. n. 225 del 26 settembre 2000.
- [54] New Jersey Department of Transportation Bureau of Research, *The use of porous Concrete for Sidewalks*, 2017
- [55] H. Audu, A. Aniekwu, E. Oghorodje, *Life Cycle Cost Analysis (LCCA) Delivery Model for an Urban Flexible Pavement*, Journal of Civil & Environmental Engineering, 2015.
- [56] S. Terhell, K. Cai, D. Chiu, J. Murphy, *Cost and Benefit Analysis of Permeable Pavements in water Sustainability*, ESM 121 Final Paper, 2015.
- [57] R. Rodden, *Applying LCCA in pavement Selection*, ACPA, 2014.
- [58] E. Putri, N. Rao, M. Mannam, *Evaluation of Modulus of Elasticity and Modulus of Subgrade Reaction of Soils Using CBR Test*, Journal of Civil Engineering Research, 2012.
- [59] Y. Huang, *Pavement Analysis and Design*, Pearson Prentice Hall, 2004.
- [60] US Department of Transportation, *Distress identification manual for the Long-Term Pavement Performance Program*, FHWA, 2003.
- [61] F. Santagata, *Strade-Teoria e progetto delle costruzioni stradali*, Pearson, 2016.
- [62] M. Houben, *Structural Design of Pavements*, 2009.
- [63] L. Domenichini, P. Di Mascio, P. Giannattasio, C. Caliendo, B. Festa, A. Marchionna, P. Firmi, E. Molinaro, G. Paoloni, *Modello di Catalogo delle Pavimentazioni Stradali*, CNR, 1995.
- [64] Presidente della Repubblica, Decreto Legislativo n. 9 del 15 gennaio 2002, G.U. n. 36 del 12 febbraio 2002.
- [65] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, *Norme tecniche per le costruzioni*, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, G.U. n. 8 del 20 febbraio 2018.
- [66] Arpa Piemonte, *Annali idrologici e meteorologici*, 2019.

- [67] D. Guell, *Comparison of two rigid pavement design methods*, International Journal of Transportation Science and Technology, 1985.
- [68] L. Domenichini L., P. Di Mascio, *Condizioni climatiche*, Università degli studi de L'Aquila, 1990.
- [69] P. Giannattasio, C. Caliendo, L. Esposito, B. Festa, W. Pellecchia, *Portanza dei sottofondi*, CNR, 1989.
- [70] U.S. Department of Transportation Federal Aviation Administration, *AC150/5320-6E*, 2009.

RINGRAZIAMENTI

Solo adesso che sono arrivato a scrivere l'ultimo capitolo di questa tesi, inizio a rendermi conto del fatto che sono giunto quasi al termine di questo percorso, ed è difficile riassumere e raccontare in queste poche righe questi anni a Torino, ed in particolare al Politecnico.

Il primo ringraziamento va alla mia famiglia, alla quale ho dedicato questa tesi. Voglio ringraziare mia madre Rosa, mio padre Donato e mia sorella Martina per tutto quello che sono, che mi hanno dato e che continueranno a darmi. Volevo dire grazie a tutti i miei zii, zie e cugini ed in particolare ai miei nonni Lillino, Peppino e Maria, sempre presenti, ma che non ce l'hanno fatta a vedermi con una corona d'alloro in testa; a mia nonna Nina, che mi ha sempre sostenuto e che ha sempre creduto in me.

Vorrei inoltre ringraziare tutti gli amici che in un modo o nell'altro mi sono stati vicini in questi anni; una dedica speciale va a Domenico, Christian, Tonio, Tonino, Giuseppe, Michele, Sonia, Valentina e Principale, il nostro legame è ben più forte della distanza che ci separa; i colleghi di corso Francesco, Gianmarco, Pasquale, Simone, Debora e Fabiana, con voi gli esami ed i vari lavori di gruppo sono sembrati meno "pesanti" ed infine tutte le persone del secondo piano della sezione Crocetta del Collegio Universitario Renato Einaudi conosciute in questi tre anni, in particolar modo Simone, con il quale ho condiviso non solo grandi abbuffate e campi di calcio, ma soprattutto esperienze di vita.

Infine, voglio ringraziare il mio relatore, il Prof. Giuseppe Chiappinelli, il quale sin da subito si è mostrato disponibile nei miei confronti. Dopo un lungo percorso, durato sei mesi di intenso lavoro e caratterizzato da continue variazioni e modifiche, insieme siamo arrivati al traguardo. Grazie per la continua disponibilità e per la professionalità mostratami nell'accompagnarmi in questo ultimo pezzo di strada.

Giuseppe Masciandaro