PROVINCIA DI MANTOVA

Servizio Progettazione Stradale, Ponti Strutture Complesse e Porto

LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA BRETELLA DI COLLEGAMENTO TRA IL CASELLO AUTOSTRADALE DI MANTOVA NORD ED IL COMPARTO PRODUTTIVO "VALDARO"

2° STRALCIO
LAVORI DI COMPLETAMENTO DELL'ASTA PRINCIPALE COL SOVRAPPASSO FERROVIARIO

CUP: G51B06000040003 - CIG: ZC617ABC09

PROGETTO ESECUTIVO

Relazione di Calcolo Sovrastruttura Stradale

ELABORATO	FORMATO
15	A4
SCALA	–
CODICE PROGETTO	

Rev.	Nome file	Relazione di Calcolo Sovrastruttura Stradale	Data	Redatto	Controllato	Approvato
C						
B						
A						
0		–				

IL PROGETTISTA

Ing. Giuliano Rossi

COLLABORAZIONI

Ing. Odino Rolli

Ing. Marco Guaita

Arch. Salvatore Mangione

Istr. Tec. Catia Bussolotti

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Antonio Covino

IL DIRIGENTE ad interim DEI LLPP

Dr. Giovanni Urbani

PROGETTO STRUTTURE E SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE STRADALE

STUDIO INGEGNERIA PIVETTA s.r.l.

VIALE DELL'INDUSTRIA n.38 – 37135 – VERONA

Tel./Fax. 045.582211/045.584411 – studio@ingegneriapivetta.it

Ing. Fausto Pivetta

1.1 - Flussi di traffico che interesseranno l'opera

I dati di traffico disponibili sono desunti dallo studio di compatibilità ambientale per l'intero comparto produttivo .

T.G.M (veicoli / gg)	Veicoli pesanti %
16500	15

Si nota come il TGM pesante, che è quello che di fatto sollecita la sovrastruttura, risulta pari al 15% di 16500 veicoli, e cioè 2475 veicoli, a cui corrispondono 1238 transiti giornalieri per ciascuna direzione.

Tale TGM è sicuramente rilevante per cui la sovrastruttura di progetto deve essere adeguata a sopportare tale carico di traffico.

1.2 - Descrizione della sovrastruttura adottata

La sovrastruttura da realizzarsi ex novo, viene dimensionata, essenzialmente, sulla scorta di pacchetti già adottati nel passato in interventi simili a quello in oggetto, per tipologia dell'infrastruttura, caratteristiche del sottofondo, intensità del traffico.

Sovrastruttura delle corsie di immissione e uscita

Misto granulare di cava	35	cm
Misto cementato	25	cm
Conglomerato bituminoso per strato di base	12	cm
Conglomerato bituminoso per strato di collegamento	5	cm
Conglomerato bituminoso modificato per tappeto d'usura	4	cm

Sovrastruttura dell'asta stradale

Misto granulare di cava	35	cm
Misto cementato	20	cm
Conglomerato bituminoso per strato di base	10	cm
Conglomerato bituminoso per strato di collegamento	5	cm
Conglomerato bituminoso modificato per tappeto d'usura	4	cm

Si esegue la verifica della sovrastruttura delle corsie di immissione ed uscita e poi della sovrastruttura dell'asta stradale.

1.3- Modello matematico della sovrastruttura

Con l'ausilio di un apposito programma di calcolo chiamato WINJULEA si implementa un modello tridimensionale multistrato a comportamento elastico lineare, basato sulla teoria di Burmister 1960, che rappresenta la sovrastruttura di progetto.

Il modello della sovrastruttura completa viene sollecitato da un carico corrispondente a una ruota gemellata facente parte dell'asse equivalente (ESA) da 12 t = 120000 N.

Sulla superficie del modello si prevedono due superfici circolari di carico di diametro 243 mm poste ad interasse di 300 mm che corrispondono alle superfici di contatto delle ruote gemellate con il piano stradale.

L'azione agente su ciascuna superficie è pari a 120000 / 4 = 30000 N.

Tale carico corrisponde all'azione trasmessa dalla maggior parte degli autoarticolati circolanti al carico massimo consentito.

Prima di verificare il modello della sovrastruttura si analizza il modello della fondazione con sottofondo, in modo da dedurre i valori corretti del modulo di elasticità della fondazione e del sottofondo da introdurre nel modello dell'intera sovrastruttura.

1.4- Modello matematico della fondazione

Si procede con la simulazione della prova di piastra sul piano di posa della fondazione (sottofondo).

Il modulo di deformazione nella prova di piastra è determinato nel modo seguente:

Md = (Dp / W) D

Dove:

Dp = variazione di pressione data dalla piastra = 0,3 N/mmq

W = abbassamento misurato

D = diametro della piastra = 300 mm

Invertendo la formula precedente si trova quale deve essere l'abbassamento W se Md è pari a 100 N/mmq come prescritto dal capitolato.

W = (Dp / Md) D = (0,3 / 100) 300 = 0,9 mm

Nel modello tridimensionale implementato dal programma WINJULEA viene introdotto un modulo di elasticità pari a 75 N / mmq.

Tale modello viene sollecitato da un carico avente impronta corrispondente alla prova di piastra di 300 mm di diametro con una pressione media di 0,3 N/mmq e pertanto con un carico risultante pari a 21195 N.

L'abbassamento medio riscontrato dal programma è pari a 0,88 mm , praticamente corrispondente all'abbassamento sopra determinato W = 0,9 mm.

Di conseguenza si può affermare che al sottofondo caratterizzato dal modulo di deformazione richiesto dal capitolato può essere associato un modulo di elasticità <u>statico</u> pari a 75 N/mmq.

Al fine di verificare l'attendibilità del programma di calcolo, si utilizza anche la relazione di Skempton, ricavata dall'integrazione del modello di Businnesq, per una piastra rigida.

$E = 1{,}57\ q\ r\ (1 - \nu^2) / W$

dove:

q = pressione = 0,3 N / mmq

r = raggio della piastra = 150 mm

ν = modulo di Poisson = 0,3

W = cedimento = 0,9 mm

per cui si calcola:

E = 71,4 N / mmq

Il valore del modulo di elasticità ricavato con la relazione di Skempton è pertanto praticamente coincidente al valore ottenuto con il programma e ciò conferma l'attendibilità del programma medesimo.

Gli strati che compongono il sottofondo hanno in realtà un comportamento elasto-viscoso, per cui i cedimenti che subiscono sotto l'azione dei carichi mobili viaggianti a una certa velocità sono inferiori a quelli che si avrebbero se gli stessi carichi agissero staticamente.

Di conseguenza, nei calcoli di verifica della sovrastruttura si deve utilizzare un modulo E dinamico il cui valore è sempre superiore a quello statico.

Il modulo di elasticità dinamico può essere ricavato da quello statico tramite la seguente relazione

Ed = E + 70 N / mmq (vedere Ferrari-Giannini – ingegneria stradale- ed. ISEDI - cap. 7.4.1).

Pertanto il modulo di elasticità della fondazione da introdurre nel modello di verifica della sovrastruttura è pari a 75+70 = 145 N/mmq.

Ferrari e Giannini nel loro testo inerente la progettazione del corpo stradale e pavimentazioni propongono, al paragrafo 7.4.1 inerente i sottofondi , la seguente relazione tra modulo di elasticità dinamico Ed e modulo di deformazione Md:

Ed = 1.9 ÷ 2.1 Md

Per cui, dato Md = 100 N / mmq , come richiesto dal capitolato, si ottiene:

Ed = 2 x 100 = 200 N / mmq

cioè un valore del medesimo ordine di grandezza a quanto determinato in precedenza.

1.5 - Temperature medie mensili dei materiali

Il modulo di elasticità dei conglomerati bituminosi dipende, oltre che dalla frequenza di applicazione del carico, anche dalla temperatura.

Si sono cercate nel web le temperature medie mensili per la pianura padana e si sono trovate quelle relative a Milano che possono essere adottate anche per la zona in cui è compresa l'opera in oggetto.

mese	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T(°C)	1.0	4.0	8.2	13.0	17.2	21.7	24.4	23.2	19.4	13.1	6.7	2.6
T(°F)	34	39	47	55	63	72	76	74	67	56	44	37

Dal grafico di fig. 7-18 del " Ferrari-Giannini" si evince la temperatura media degli strati a una

profondità di 7,5 cm.

Mese	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (℉)	40	48	58	67	78	82	88	88	78	67	53	43
T (℃)	4	9	16	19	26	28	31	31	26	19	12	6

Sempre dallo stesso grafico si evince la temperature media degli strati a 2.5 cm.

Mese	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (℉)	40	48	60	68	73	83	92	92	78	68	53	43
T (℃)	4	9	16	20	22	28	33	33	24	26	12	6

Dal grafico di fig. 7-18 del " Ferrari-Giannini" si evince la temperatura media degli strati a una profondità di 50 cm.

Mese	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
T (℉)	40	48	56	67	77	80	82	82	77	67	53	43
T (℃)	4	9	13	19	26	28	28	28	26	19	12	6

Per lo strato di usura si possono assumere le temperature relative alla profondità di 2,5 m mentre per lo strato di collegamento si possono assumere le temperature alla profondità di 7,5 m.

Si ricercano le temperature che possono essere adottate per lo strato di base.

Interpolando linearmente le temperature di cui sopra con le profondità si ricavano le temperature individuate nella tabella seguente:

Profondità (cm)	2,5	7,5	50	12	17
Gennaio	4	4	4	4	4
Febbraio	9	9	9	9	9
Marzo	16	16	13	15	15
aprile	20	19	19	19	19
Maggio	22	26	26	26	26
giugno	28	28	28	28	28
Luglio	33	31	28	30	30
agosto	33	31	28	30	30
Settembre	24	26	26	26	26
Ottobre	26	19	19	19	19
Novembre	12	12	12	12	12
Dicembre	6	6	6	6	6

Si evince come alla profondità di 12 e 17 cm, corrispondenti a ¼ e ¾ dello strato di base la temperatura media sia di fatto corrispondente a quella dello strato di collegamento.

Per il calcolo delle deformazioni massime nello strato di base si considerano le temperature inerenti i

mesi di luglio/agosto a cui risultano correlati i valori minimi del modulo complesso e le corrispondenti deformazioni massime nello strato di base medesimo.
Per il calcolo delle tensioni massime nello strato di conglomerato con bitume schiumato + cemento si considerano le temperature inerenti i mesi invernali a cui risultano correlati i valori massimi del modulo complesso e le tensioni massime nello strato sopraccitato.

1.7) Valori del modulo complesso degli strati di conglomerato bituminoso dei tronchi stradali

Al fine di determinare la massima deformazione nello strato di base e la massima tensione nel misto cementato, si deducono dalla fig. 7-9 del Ferrari-Giannini in funzione delle temperature degli strati e della frequenza di 6 Hz. i seguenti valori del modulo complesso in N/mmq:

Strato	Estate	Primavera e autunno	Inverno
Misto cementato	2000	2000	2000
base e collegamento	3000	5000	7000
usura	3000	6500	14000

1.8 -Azione trasversale indotta dai mezzi pesanti

Si esegue la verifica in corrispondenza alle corsie di immissione ed uscita che risultano maggiormente sollecitate a causa dell'incremento di carico sulle ruote dei mezzi pesanti dovuto alla forza centrifuga.
Si può dimostrare che l' accelerazione trasversale (centrifuga) massima a cui risultano soggetti i mezzi pesanti risulta pari a:
$a_t = g \times (f + q)$
dove:
f = coefficiente di aderenza trasversale (valore massimo su superficie asciutta) = 0,28
q = pendenza trasversale = 0,03
g = accelerazione di gravità = 9,81 m / s^2
e pertanto risulta:
$a_t = 3{,}038$ m / s^2
La forza centrifuga determina un incremento del carico verticale trasmesso dalle ruote dei mezzi pesanti.
Se si considera la sezione trasversale della porzione del mezzo pesante tipo gravitante sull'asse da 12 t, affinché sia assicurato l'equilibrio alla rotazione è necessario che il momento ribaltante dovuto alla forza centrifuga:
(forza centrifuga) x (altezza media del baricentro rispetto al piano stradale) =

(12000 x 3,038) x 1,50 = 54684
sia compensato dalla seguente coppia di forze:
(momento ribaltante) / (interasse ruote) =
= 54684 / 1,90 = 28780 N
Quindi la forza centrifuga induce un incremento del carico verticale trasmesso a ciascuna dalle due ruote gemellate interne dell'asse pari a 28780 / 2 = 14390 N
La forza di 14390 N sopra calcolata incrementa il carico verticale della singola ruota da 30000 N a 44390 N
Questo lungo le corsie di immissione e uscita.
Invece lungo l'asta stradale dati:
v = velocità di progetto = 80 Km/h = 22,22 m/s
R = raggio della curva a metà percorso in asse alla corsia interna = 718,25 m
si calcola la relativa accelerazione centrifuga:
$a_t = v^2 / R = 0,687 \text{ m} / s^2$
In modo analogo a quanto fatto in precedenza si calcola un incremento di carico della singola ruota pari a 3254 N per cui il carico complessivo si incrementa da 30000 N a 33254 N
Si esegue prima la verifica della sovrastruttura delle corsie di immissione ed uscita e poi la verifica della sovrastruttura dell'asta stradale.

1.9 – Determinazione delle deformazioni e delle tensioni massime

Si implementa quindi il programma di calcolo già ampiamente descritto in precedenza per quanto concerne:

- il modulo di deformazione della fondazione
- il carico tipo agente sulla superficie stradale costituito dalla coppia di ruote gemellate da 44390 N ciascuna (33254 N ciascuna per asta stradale)
- introducendo i seguenti spessori degli strati

	Corsie Ingresso/uscita	Asta Stradale
Strato	Spessore (cm)	Spessore (cm)
Cementato	25	20
Base	12	10
Collegamento	5	5
Usura	4	4

Dall'implementazione del programma di calcolo con i valori dei moduli complessi determinati in precedenza si ottiene una deformazione massima di trazione nello strato di base

per corsie ingresso/uscita ε = **63 μs**

per asta stradale ε = **55 μs**

Tensione massima di trazione nel misto cementato in N/mmq per corsie ingresso/uscita

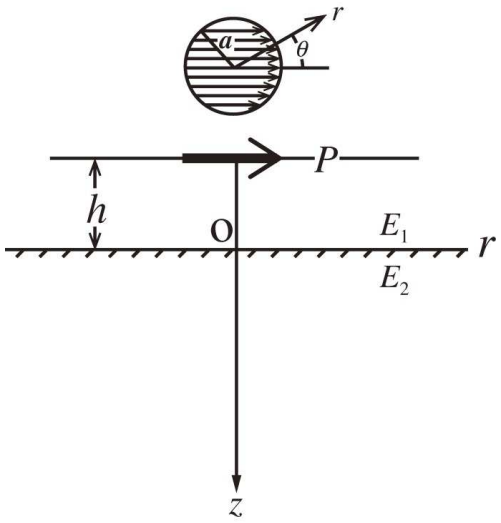
Estate	Primavera e autunno	Inverno
0,306	0,267	0,234

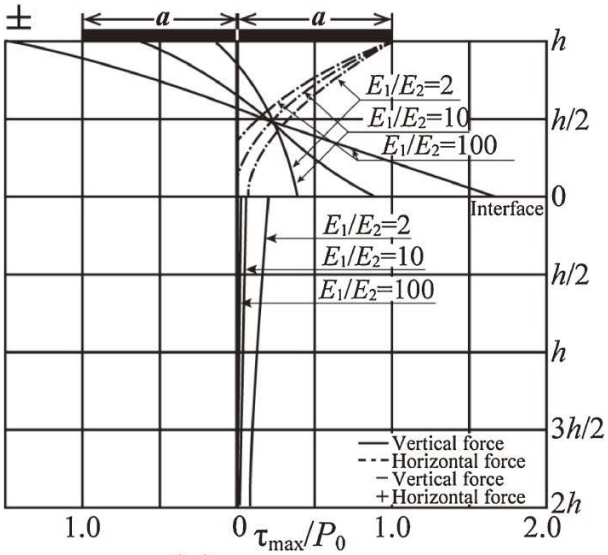
Tensione massima di trazione nel misto cementato in N/mmq per asta stradale

Estate	Primavera e autunno	Inverno
0,296	0,258	0,234

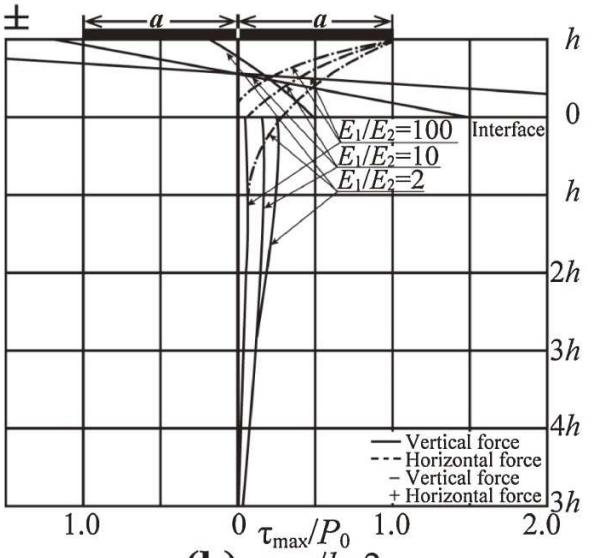
1.10 - Valutazione delle Tensioni e delle deformazioni dovute all'azione orizzontale sul piano stradale

Studi fisico-matematici reperibili in letteratura in merito alle tensioni indotte sulle pavimentazioni soggette a carico orizzontale agente sulla superficie hanno determinato il seguente grafico:





(a) $p=a/h=1$



(b) $p=a/h=2$

Si determinano i seguenti dati di base, validi per le ruote motrici:

- carico verticale della ruota 30000 N
- coefficiente di aderenza massimo 0,6
- Po = forza orizzontale agente sul piano = 30000 x 0,6 / (3,14 x 110^2) = 0,474 N / mmq
- p = 110 / 400 = 0,275
- E1 / E2 = 2800 / 145 = 19,31 (si assume E1 = E del conglomerato bituminoso agendo a favore della sicurezza)

A favore della sicurezza si fa riferimento al grafico caratterizzato da p = 1 e a E1/E2 = 10.

Si può notare come alla base della pavimentazione, ove a causa del carico verticale si verifica la massima tensione, la tensione tangenziale è nulla per cui si può affermare che in tale punto la tensione di trazione dovuta al carico verticale non viene incrementata dall'azione orizzontale.

A favore della sicurezza (trascurando σ_z) si può assumere $\sigma_{max\text{-}traz} = 2\ \tau_{max}$

Si può notare come alla base della pavimentazione, ove a causa del carico verticale si verifica la

massima tensione, la tensione tangenziale è nulla per cui si può affermare che in tale punto la tensione di trazione dovuta al carico verticale non viene incrementata dall'azione orizzontale.

All'intradosso dello strato di base, posto a metà dello spessore degli strati legati, si determina:

$\sigma_{max\text{-}traz} = 2\ \tau_{max} = 2 \times 0{,}2 \times 0{,}474 = 0{,}1896$ N/mmq

A cui corrisponde

$\varepsilon = \sigma_{max\text{-}traz} / E = 0{,}1896 / 3000 = 0{,}0000632 = 63\ \mu s$

che sommata alla deformazione indotta dal carico verticale 63 μs, determinata con il programma descritto in precedenza in corrispondenza all'asse della singola impronta , porta a una deformazione complessiva pari a 126 μs.

Per quanto concerne la sovrastruttura dell'asta stradale si determina analogamente una deformazione complessiva pari a 118 μs.

1.14) Valutazioni prestazionali in termini di durata a fatica dello strato di base

Il direttore tecnico del SITEB Ing. Michele Moramarco nella pubblicazione " La progettazione delle pavimentazioni perpetue " riepiloga lo stato dell'arte della ricerca tecnico scientifica internazionale in merito alla progettazioni delle pavimentazioni in conglomerato bituminoso di tipo perpetuo.

In particolare al punto 2.2 " rottura per fatica " riporta che i ricercatori hanno individuato che, su strade soggette a elevato traffico veicolare, come nel caso in esame, quando la deformazione alla base degli strati legati risulta inferiore a 200 μs, il danno a fatica ha una bassissima probabilità di accadimento.

La deformazione massima prevedibile nell'arco dell'anno per il conglomerato bituminoso di base è stata calcolata nei paragrafi precedenti pari a 121 μs

La suddetta deformazione risulta contenuta entro il suddetto limite di 200 μs.

Si deve precisare inoltre che tale deformazione si prevede solo per un periodo limitato dell'anno, cioè il periodo estivo, mentre per il resto dell'anno la deformazione risulta ancora più contenuta.

Di conseguenza si può assegnare alla pavimentazione di progetto una bassissima probabilità di decadimento a fatica degli strati profondi che potrebbero rendere necessaria la ricostruzione integrale della pavimentazione medesima dopo un certo numero di anni.

1.11) Legge di decadimento a fatica del misto cementato

Al fine di tener conto dei fenomeni di fatica, che possono nel tempo a una eccessiva fessurazione del misto cementato e quindi a una perdita di rigidezza dello stesso, si deve tener conto della seguente legge di decadimento a fatica:

$\sigma_n / \sigma_r = 1 - 0{,}04 \log N$

dove

σ_n = tensione agente indotta dai carichi transitanti

σ_r = tensione di rottura a 28 gg

Il capitolato prevede che la resistenza a compressione del misto cementato sia almeno pari a 2,5 N/mmq dopo 7 gg di maturazione.

Sulla base delle sperimentazioni disponibili in letteratura, a tale resistenza di compressione a 7 gg corrisponde una resistenza massima a rottura a trazione per flessione a 28 gg pari:

$\sigma_r = 0{,}159 + 0{,}104\ \sigma_c = 0{,}42$ N/mmq.

1.12) Carichi stradali effettivamente transitanti e relative tensioni indotte

Si considerano i transiti giornalieri di mezzi pesanti esposti in premessa pari a 1238 veicoli/giorno.

Da una verifica eseguita lungo le principali strade provinciali i mezzi pesanti risultano ripartiti nel modo seguente.

Tipo di mezzo	Incidenza
Autotreni	10%
Autoarticolati	60%
Autocarri pesanti	30%
Totale	100 %

Di conseguenza i 600 veicoli transitanti sono ripartiti nel modo seguente.

Tipo di mezzo	Veicoli
Autotreni	124
Autoarticolati	744
Autocarri pesanti	372
Totale	1240

Gli assi inerenti i tipi di mezzi di cui sopra sono i seguenti.

Tipo di mezzo	n. assi 120KN	n. assi 110 kN	n. assi 80-75 KN
Autotreni 40 t		3	1
Autoarticolati 40 t	2		2
Autocarri pesanti 26 t		1	1

Di conseguenza gli assi transitanti sono i seguenti.

Tipo di mezzo	n. assi	n. assi	n. assi

	120KN	110 kN	80-75 KN
Autotreni 40 t		744	124
Autoarticolati 40 t	1488		1488
Autocarri pesanti 26 t		372	372
Totale assi al giorno	1488	1116	1984

Essendo il modello linearmente elastico si possono determinare, a partire dalla deformazione relativa all'asse di 120 KN, calcolata in precedenza, le corrispondenti tensioni dovute agli altri assi transitanti, ipotizzando che siano tutti costituiti da ruote gemellate.

	asse KN	asse KN	asse KN
periodo	120,000	110,000	80-75
Estate	0,306	0,281	0,204
½ stagioni	0,267	0,245	0,178
inverno	0,234	0,215	0,156

1.13) Determinazione della vita utile del misto cementato

Essendo le tensioni massime di trazione per le corsie di entrata/uscita maggiori alle corrispondenti dell'asta stradale si valuta la vita utile della sovrastruttura delle corsie di entrata uscita.
La vita utile della sovrastruttura dell'asta stradale risulterà sicuramente maggiore di quella della sovrastruttura delle corsie di entrata uscita.

I mezzi transitanti nella realtà non dovrebbero essere tutti a pieno carico tenendo conto dei viaggi in andata e ritorno dei medesimi.
Pertanto si è considerato che il numero dei transiti di cui sopra possa essere suddiviso nel modo seguente:

- il 50% con il carico massimo dell'asse considerato (automezzo carico)
- il restante 50 % con il carico ridotto al 25-30 % del carico massimo (automezzo vuoto) per cui la tensione indotta si riduce di conseguenza e pertanto il relativo danno è trascurabile

Pertanto gli assi giornalieri da considerare sono

Tipo di mezzo	n. assi 120KN	n. assi 110 kN	n. assi 80-75 KN
Totale assi al giorno	744	558	992

Nelle tabelle seguenti sono riportate le tensioni σn inerenti l'asse considerato già determinate nella specifica tabella precedente.
Viene calcolato quindi il relativo numero massimo di cicli sulla base della legge di decadimento precedentemente descritta e invertita:

$$N = 10^{(25(1 - \sigma n / \sigma r))} = 10^{(25(1 - \sigma n / 0{,}42))}$$

Quindi si calcola il danneggiamento annuo:

$D = N_{assi} \; N_{giorni} / N$

dove:

N_{assi} = numero di assi giornalieri transitanti

N_{giorni} = numero dei giorni della stagione = 120 per inverno e estate = 240 per le due ½ stagioni

DANNEGGIAMENTO ANNUALE PER 744 ASSI DA 120 KN

	σ	N	danneggiamento
estate	0,306	6,1054E+06	0,0146231
1/2 stagione	0,267	1,2798E+09	0,0001395
inverno	0,234	1,1788E+11	0,0000008
	danneggiamento totale annuo		0,0147634

DANNEGGIAMENTO ANNUALE PER 558 ASSI DA 110 KN

	σ	N	dannegg
estate	0,2805	2,0117E+08	0,0003328
1/2 stagione	0,24475	2,7011E+10	0,0000050
inverno	0,2145	1,7066E+12	0,0000000
	danneggiamento totale annuo		0,0003378

DANNEGGIAMENTO ANNUALE PER 992 ASSI DA 80 KN

	σ	N	dannegg
estate	0,204	7,1969E+12	0,0000000
1/2 stagione	0,178	2,5396E+14	0,0000000
inverno	0,156	5,1795E+15	0,0000000
	danneggiamento totale annuo		0,0000000

DETERMINAZIONE DELLA VITA UTILE			
assi da 120 KN	0,0147634		
assi da 110 KN	0,0003378		
assi da 80 KN max	0,0000000		
D tot annuo =	0,0151012		
Vita utile = 1 / D tot annuo	**66,22**	**ANNI**	

Il danneggiamento dovuto agli assi di entità minore di 75 t è sicuramente trascurabile, per cui non è stato considerato.

Il valore della vita utile sopra determinato è indicativo di una sovrastruttura praticamente perpetua.

Per quanto concerne la sovrastruttura dell'asta stradale, per quanto già detto in precedenza, , essendo le tensioni di trazione inferiori, la relativa durata della vita utile è sicuramente maggiore di 66 anni.