POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale

INGEGNERIA CIVILE - STRUTTURE

Tesi di Laurea

RATING DEI PONTI STRADALI
Proposta di rating con approccio prestazionale

Relatore
Prof. Bernardino CHIAIA

Candidato
Giacomo COLONA

Correlatore
Dott. Ing. Vincenzo ORLANDO

Anno Accademico 2020/2021

ABSTRACT

Gran parte del patrimonio infrastrutturale italiano ha superato i 50 anni d'età, che corrisponde alla vita utile associabile alle opere in calcestruzzo armato, per il quale sono state progettate e costruite. Attualmente, i gestori delle opere stradali pianificano la manutenzione dei ponti su base difettologica; il rilievo dei difetti si esegue tramite ispezioni visive, le quali sono suscettibili di soggettività e rischiano di trascurare importanti criticità sia di tipo fragile, che per loro natura non manifestano segni premonitori, sia di tipo storico, che riguardano carichi aumentati nel tempo, normative di progetto non adeguate alle attuali sollecitazioni, tecnologie costruttive obsolete e possibili errori progettuali. La sfida che ci si è posti è quella di trovare una metodologia che integrasse gli attuali metodi abbracciando anche gli aspetti sopracitati. In questo documento si sono analizzati diversi impalcati da ponte, di diversa luce, anno di costruzione, tecnologia costruttiva e normativa di riferimento abbracciando la maggior parte della casistica infrastrutturale presente nel territorio della sezione di ANAS spa di Lecce in cui si è svolto il tirocinio del sottoscritto. Si sono presentati casi in cui si disponeva dei progetti originali e casi in cui si aveva a disposizione solo il rilievo geometrico dell'opera, per i quali è stato simulato attraverso documenti d'archivio e normative dell'epoca. Si sono quindi determinate le sollecitazioni a cui il ponte è attualmente sottoposto in accordo alle indicazioni delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni e, infine, stimate le risorse statiche dell'impalcato. Infine si è proposta una formula che consentisse di attribuire al ponte una valutazione da 1 a 10 e una tabella di interpretazione dei risultati.

Sommario

1 Introduzione 1

2 Lo stato di fatto del Rating dei ponti stradali 4

2.1 WEIGHTED AVERAGE APPROACHES 6
2.1.1 UNITED KINGDOM'S BCI 6
2.1.2 SOUTH AFRICA'S BCI 9
2.1.3 AUSTRALIA'S BCN 10

2.2 WORST-CONDITIONED COMPONENT APPROACH 13
2.2.1 GERMANY'S BCI 13
2.2.2 BRASIL BRIDGE RATING 16

2.3 I metodi qualitativi 20
2.3.1 AUSTRALIA'S BRIDGE HEALTH INDICATOR 20
2.3.2 AUSTRIA'S QUALITATIVE BRIDGE RATING 21

2.4 Focus sul panorama americano 23
2.4.1 Cenni storici 23
2.4.2 AASHTO Manual for the bridge evaluation 26
2.4.3 Bridge sufficiency Rating 32

2.5 Focus sul panorama italiano 37
2.5.1 Cenni storici 37
2.5.2 La normativa attuale 40

3 Metodi di ispezione dei ponti esistenti 48

3.1 La metodologia attuale: le ispezioni visive 48
3.1.1 AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges 48
3.1.2 Linee guida FHWA per la valutazione delle malte per ponti a cavi post-tesi 51
3.1.3 La normativa cogente italiana 58
3.1.4 La metodologia adottata da Autostrade per l'Italia 59
3.1.5 La metodologia adottata da ANAS 66
3.1.6 MIT Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti 67
3.1.7 Studio per la valutazione dell'affidabilità delle ispezioni visive 68
3.1.8 Relazione d'ispezione redatta durante il tirocinio curricolare 71

3.2 Tecnologie innovative di ispezione dei ponti 75
3.2.1 Fotogrammetria 75
3.2.2 Rilievo di un ponte effettuato durante il corso BIM 79

4 Caso studio di un impalcato sulla S.S. 274 82

4.1 Ispezione ordinaria 82

4.2 Premessa 83

4.3 Descrizione geometrica dell'impalcato 84

4.4 Analisi dei carichi permanenti di progetto 85

4.5 Analisi dei carichi da traffico da normativa di progetto 89

4.6 Calcolo delle sollecitazioni 93

4.6.1 Momento in campata 93
4.6.2 Taglio sull'appoggio 96

4.7 Analisi dei carichi permanenti attuali 100

4.8 Analisi dei carichi da traffico da NTC18 101
4.8.1 Momento flettente in campata 103
4.8.2 Taglio sull'appoggio 108

4.9 Analisi dei carichi non da traffico da NTC18 110
4.9.1 Momento sollecitante 113

4.10 Combinazione delle azioni allo SLU 114

4.11 Valutazione della portata statica dell'impalcato 116
4.11.1 Valutazione del tiro dei trefoli 116
4.11.2 Valutazione delle caratteristiche dei materiali 122
4.11.3 Valutazione della resistenza a momento flettente della sezione di campata 125
4.11.4 Valutazione della resistenza a taglio della sezione di appoggio 126

5 Caso studio di un impalcato da ponte sulla SS685 129

5.1 Premessa 129

5.2 Descrizione dell'opera 129

5.3 Caratteristiche geometriche e aspetti costruttivi 130

5.4 Analisi della relazione di progetto 131

5.5 Analisi dei carichi 131
5.5.1 Permanenti strutturali 131
5.5.2 Permanenti non strutturali 134
5.5.3 Confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi permanenti 136
5.5.4 Carichi da traffico 137
5.5.5 Confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi da traffico 142

5.6 Verifica allo SLU 143
5.6.1 Verifica momento resistente 145
5.6.2 Verifica taglio resistente 146

5.7 Analisi locale della sella Gerber 149
5.7.1 Ispezione ordinaria 149
5.7.2 Premessa 149
5.7.3 Modello cinematico 150
5.7.4 Modello Strut&Tie 153
5.7.5 Determinazione della portata statica 158

6 Analisi critica di una serie di impalcati oggetto di ispezione 159

6.1 Premessa 159

6.2 Metodo di ispezione 159

6.3 Ipotesi e procedura di calcolo del metodo di Massonet 161

6.4 SS 694 - Opera 2 163
6.4.1 Descrizione dell'opera 163
6.4.2 Ispezione ordinaria 163
6.4.3 Materiali 164

6.4.4 Impalcato 11 165
6.4.5 Impalcato 4 176

6.5 SS 694 - Opera 4 181
6.5.1 Descrizione dell'opera 181
6.5.2 Ispezione ordinaria 181
6.5.3 Impalcato 1 184
6.5.4 Impalcato 4 189

6.6 SS 694 - Opera 11 194
6.6.1 Descrizione dell'opera 194
6.6.2 Ispezione ordinaria 194
6.6.3 Materiali 195
6.6.4 Impalcato 1 197
6.6.5 Impalcato 3 202

6.7 SS 694 - Opera 12 207
6.7.1 Descrizione dell'opera 207
6.7.2 Ispezione ordinaria 207
6.7.3 Materiali 208
6.7.4 Impalcato 1 210

7 Analisi di una serie di impalcati con progetto simulato 218

7.1 Premessa 218

7.2 SS274 - Sottopasso km 33+440 219
7.2.1 Ispezione ordinaria 219
7.2.2 Descrizione dell'opera 219
7.2.3 Materiali 220
7.2.4 Caratteristiche impalcato 221
7.2.5 Valutazione delle azioni 222
7.2.6 Valutazione delle armature di precompressione 231
7.2.7 Valutazione resistenze 233

7.3 SS274 - Sottopasso km 39+186 234
7.3.1 Ispezione ordinaria 234
7.3.2 Descrizione dell'opera 235
7.3.3 Materiali 235
7.3.4 Caratteristiche impalcato 235
7.3.5 Valutazione delle azioni 236
7.3.6 Valutazione delle armature di precompressione 242
7.3.7 Valutazione resistenze 242

7.4 SS101 - Sottopasso km 35+269 244
7.4.1 Ispezione ordinaria 244
7.4.2 Descrizione dell'opera 244
7.4.3 Materiali 244
7.4.4 Caratteristiche impalcato 245
7.4.5 Valutazione delle azioni 246
7.4.6 Valutazione delle armature di precompressione 252
7.4.7 Valutazione resistenze 253

7.5 SS16 - Sottopasso km 763+000 254
7.5.1 Ispezione ordinaria 254
7.5.2 Descrizione dell'opera 255

7.5.3 Materiali 255
7.5.4 Caratteristiche impalcato 255
7.5.5 Valutazione delle azioni 256
7.5.6 Valutazione delle armature di precompressione 262
7.5.7 Valutazione resistenze 262

7.6 SS16 - Sottopasso km 773+450 264
7.6.1 Ispezione ordinaria 264
7.6.2 Descrizione dell'opera 264
7.6.3 Materiali 265
7.6.4 Caratteristiche impalcato 265
7.6.5 Valutazione delle azioni 266
7.6.6 Valutazione delle armature di precompressione 272
7.6.7 Valutazione resistenze 273

8 Proposta di rating basato sulle prestazioni 274

8.1 Premessa 274

8.2 Sintesi dei risultati ottenuti 274

8.3 Formula 275

8.4 Analisi della formula 277

8.5 Tabella di interpretazione 278

8.6 Interpretazione dei risultati degli impalcati analizzati 278

8.7 Conclusioni 279

9 Bibliografia 280

10 Allegati 281

11 Indice delle figure 285

12 Indice delle tabelle 290

13 Indice dei grafici 292

1 Introduzione

> *"Bridges are critical links in the highway system. To prevent the system from service interruptions due to unexpected shutdown, closure for unscheduled repair, or collapse of a bridge, bridge owners are required to maintain their bridges at a satisfactory condition for safety and serviceability"*

Un ponte è una struttura utilizzata per superare un ostacolo, naturale o artificiale, che si antepone alla continuità di una via di comunicazione. La sua importanza e contemporanea criticità è data dal fatto che una sua eventuale chiusura, parziale o totale, crea danni diretti in termini di feriti o morti oppure indiretti, che vanno ad interessare molteplici settori e si estendono a macchia d'olio.

Data la conformazione geomorfologica italiana sono presenti sul nostro territorio numerosi ponti stradali che vanno a creare un patrimonio vario e molto vasto, in particolare, più di 4200 infrastrutture tra ponti, viadotti e gallerie sulla rete autostradale italiana e più di 30000 infrastrutture tra ponti, viadotti e gallerie gestite dalle province nelle regioni, di cui 14644 da ANAS s.p.a. Negli anni '60, l'Italia vantava una rete autostradale nuova, da fare invidia anche ai paesi più avanzati; oggi la situazione è molto cambiata, a volte non si è costruito bene, in altri casi non è stata garantita la manutenzione necessaria, in ogni caso negli ultimi anni si sono succeduti eventi di collasso di ponti stradali. Occorre inoltre ricordare che il grosso del costruito in Italia non solo comincia ad invecchiare, ma risulta progettato secondo norme superate, tarate su domande di traffico diverse, e spesso concepito in assenza sia di criteri antisismici che di una cultura progettuale sensibile a temi oggi centrali come durabilità e la sostenibilità.

Si propone di seguito un rapido elenco dei principali avvenimenti di crolli di ponti stradali che testimoniano la fragilità del nostro patrimonio

Il 2 febbraio 2013 crolla una porzione del viadotto Verdura lungo la statale 115 che collega Agrigento a Trapani la quale è l'unica via di comunicazione principale. non si hanno danni diretti a persone ma la deviazione porta un allungamento del percorso di 45 km con annessi disagi alla circolazione stradale.

Figura 1-2 - Crollo ponte SS 626

Il 7 luglio 2014 crolla un ponte sulla statale 626 tra Ravanusa e Licata in Sicilia a causa di un cedimento strutturale, quattro persone rimangono ferite e il traffico deviato su strade secondarie allunga significativamente i tempi di percorrenza del tratto (**Figura 0.1**).Il 10 aprile 2015 si ha il cedimento di quattro piloni del viadotto Himera Sicilia lungo l'autostrada A19 tra Palermo e Catania in e conseguente accostamento della carreggiata su quella in direzione opposta, nessun danno a persone ma si è costretti a chiudere il tratto e deviare il traffico su strade secondarie e successivamente si provvederà alla demolizione di 270 m del tratto interessato con gli annessi costi dell'intervento.

Figura 1-1 - Crollo statale Milano - Lecco

Il 28 ottobre 2016 crolla un cavalcavia sulla statale Milano-Lecco in Lombardia durante il passaggio di un tir di 108 tonnellate, i danni alle persone si quantificano in un morto e diversi feriti ai quali si aggiungono i danni indiretti dovuti alla deviazione e allungamento del percorso e tempi di percorrenza (**Figura 0.2**)

Il 19 aprile 2017 crolla un cavalcavia sulla tangenziale di Fossano in Piemonte, nessun danno a persone ma deviazione del traffico e allungamento significativo dei tempi di percorrenza anche considerando che le carreggiate adiacenti non consentono il passaggio dei mezzi pesanti.

Figura 1-3 - Crollo ponte Morandi

Il 14 agosto 2018 crolla il Ponte Morandi a Genova in Liguria (**Figura 0.3**). Il conto delle vittime è di 43 ai quali si vanno a sommare i danni alla circolazione stradale poiché il traffico deve essere deviato e passare nella città di Genova, i danni economici interessano 1432 aziende situate nella zona "arancione" e le

famiglie sfollate arrivano a 300. Inoltre, i danni economici indiretti non possono essere trascurati poiché possono rivelarsi nel medio o lungo termine.

Altro problema di notevole importanza che riguarda il patrimonio presente nel nostro territorio è la limitata conoscenza dello stato di progetto di un'opera, conseguenza di questo è la difficoltà a capire in fase di valutazione la variazione tra i carichi agenti oggigiorno rispetto a quelli considerati in fase di progetto, problema che si rivela principalmente per i ponti stradali di categoria inferiore (regionale, provinciale, comunale). Il problema si amplifica, creando particolari disagi come nell'escursus dei crolli visto precedentemente, nel momento in cui il tratto considerato è l'unico a collegare due punti; considerazione che apre un aspetto non trascurabile che deve essere integrato nella valutazione di un ponte, infatti, come si vedrà meglio nel seguito l'importanza di un ponte è dettata soprattutto da quanto è essenziale per la popolazione in termini di effetti negativi derivanti dalla sua assenza o compromissione. Inoltre, è da sottolineare che dal 2009 al 2017 si è avuta una diminuzione del 51% dei finanziamenti alle provincie da parte dello stato per la sicurezza delle strutture per cui le risorse economiche sono limitate e bisogna tenerne conto e integrare queste considerazioni nelle valutazioni di sicurezza.

Questa introduzione per affermare che oggi è quindi importante guardare un futuro in cui il *rating dei ponti stradali*, in Italia, è un argomento su cui puntare e investire e questo documento mira a esporre lo stato di fatto dell'argomento, nel nostro paese e nel mondo, capire come può essere integrato dagli ultimi studi in merito e uniformato in modo da avere una progressiva visione completa della situazione del patrimonio infrastrutturale italiano e poter gestire efficacemente gli interventi e le limitate risorse a disposizione.

2 Lo stato di fatto del Rating dei ponti stradali

La valutazione delle prestazioni dei ponti è utile come strumento di comunicazione con legislatori, gestori dei ponti e, soprattutto, il pubblico su questioni come la sicurezza del traffico e la vulnerabilità strutturale dei ponti a disastri come terremoti, scalzamento delle fondazioni, ecc. Sono state sviluppate nel tempo diverse tecniche di valutazione delle performance dei ponti, il quale è solitamente un riflesso degli obiettivi del gestore stesso. Il *Bridge health Index* viene utilizzato come misura delle prestazioni dalle agenzie interessate a preservare le condizioni strutturali oppure a dare priorità ai progetti di manutenzione all'interno del loro inventario di ponti. Altre valutazioni di prestazioni, come il *rating* d'inventario e geometrico, vengono utilizzate per migliorare la sicurezza del traffico di un ponte. Il *rating* di vulnerabilità e/o resilienza sono esempi di misura delle prestazioni utilizzati per mostrare quanto siano vulnerabili le strutture dei ponti a pericoli come uragani, terremoti o autocarri a carico eccessivo e le loro prestazioni in queste situazioni.

Sulla base dell'approccio computazionale utilizzato, i metodi attuali per lo sviluppo di indici di condizioni dell'opera possono essere raggruppati nei seguenti quattro approcci:

Metodi *ratio-based* assegnano un numero di condizione al ponte in base al rapporto tra la condizione corrente e la condizione della struttura quando era nuova, l'obiettivo di questo metodo è calcolare le risorse residue del ponte. *California Bridge Health Index* e il *metodo AASHTO Manual for Bridge Evaluation* (approfondito nel capitolo 1.4) ne sono gli esempi principali.

L'approccio della media ponderata (*weighted average approaches*) stima le condizioni dell'intera struttura combinando le valutazioni dei singoli elementi del ponte, ponderate in base al loro contributo all'integrità strutturale del ponte. I *Bridge Condition Index* utilizzati in Australia, nel Regno Unito, e Sud Africa ne sono gli esempi principali.

L'approccio *worst-conditioned component* viene utilizzato per estrarre i difetti critici nei componenti del ponte. In questo approccio, l'indice di valutazione viene approssimato al *rating* del componente nella condizione peggiore. Un esempio di questo metodo è quello usato per il *rating* dei ponti tedeschi.

I metodi qualitativi non riportano le condizioni del ponte su scala numerica. Descrivono una struttura come "Scarsa", "Discreta" o "Buona", in base allo stato e all'importanza degli elementi oggetto di indagine. Quello australiano e, similmente quello austriaco, possono esserne un esempio.

Altri BHI sono stati sviluppati combinando alcuni dei metodi sopra elencati. Un esempio è il *Sufficiency rating* che combina l'approccio della media ponderata e gli approcci del componente nella condizione peggiore e che verrà approfondito in dettaglio nel prossimo capitolo. Inoltre, un metodo basato sulla valutazione del rischio è attualmente testato dal Dipartimento dei trasporti del New Jersey (NJDOT), questo approccio combina diversi stati limite di prestazione per calcolare il rischio relativo per ciascun ponte.

2.1 WEIGHTED AVERAGE APPROACHES

Il calcolo dei BCI mediante la media ponderata delle condizioni dei singoli elementi parte dai dati sulle condizioni degli elementi strutturali, in particolare: il tipo, la gravità e l'entità dei deterioramenti, alcuni indici, invece, si basano su dati operativi come il volume di traffico per determinare il servizio fornito dal ponte. Il numero di elementi ispezionati e il tipo di sistemi di classificazione adottati possono essere diversi da un paese all'altro.

2.1.1 UNITED KINGDOM'S BCI

Il *Bridge Condition Index* del Regno Unito descrive la condizione di un elemento in base al suo stato e all'entità del deterioramento presente. Il valore assegnato alla condizione di un elemento si basa sul suo contributo all'integrità complessiva del ponte valutato tramite un semplice punteggio basato sul semplice giudizio ingegneristico, inoltre, l'entità del danno viene registrata in termini qualitativi. Le seguenti tabelle forniscono una descrizione delle diverse categorie di estensione (**Figura 2.1**) e gravità (**Figura 2.2**) del danno utilizzate per il calcolo dell'indice.

Extent	Description
A	No significant defect.
B	Slight (not more than 5 percent of surface area or length).
C	Moderate (5 to 20 percent of surface area or length).
D	Wide (20 to 50 percent of surface area or length
E	Extensive (more than 50 percent of surface area or length)

Figura 2-1 - Classiificazione del danno UK's BCI

Severity	Description
1	As-new condition or defect has no significant effect on the element (visually or functionally).
2	Early signs of deterioration; minor defect; no reduction in functionality of element.
3	Moderate defect/damage; some loss of functionality could be expected.
4	Severe defect/damage; significant loss of functionality and/or element is close to failure.
5	The element is non-functional/failed.

Figura 2-2 - Classificazione della gravità UK's BCI

Il primo passo del metodo è assegnare a ogni singolo elemento che compone il ponte un punteggio che combina i valori di estensione e severità assegnati tramite le tabelle precedenti, in particolare, tramite la tabella in (**figura 2.3**)..

	Severity				
Extent	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
A	1.0	*	*	*	*
B	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
C	1.1	2.1	3.2	4.1	
D	1.3	2.3	3.3	4.3	
E	1.7	2.7	3.7	4.7	

Figura 2-3 - Combinazione estensione e severità UK's BCI

Si assegna ora un fattore di importanza (EIF) ad ogni elemento analizzato, secondo le indicazioni della tabella in (**figura 2.4**).

Element Importance	EIF Value
Very high	2.0
High	1.5
Medium	1.2
Low	1.0

Figura 2-4 - Fattore di importanza UK's BCI

Si assegna un fattore di condizione all'elemento (ECF). Questo fattore è direttamente collegato al valore di EIF calcolato precedentemente tramite l'opportuna equazione tra le seguenti.

$$ECF_H = 0.3 - [0.3(ECS - 14)] \text{ for } \textbf{high} \text{ element importance}$$

$$\mathrm{ECF_M} = 0.6 - \left[\frac{0.6(\mathrm{ECS} - 1)}{4}\right] \text{ for } \textbf{medium} \text{ element importance}$$

$$\mathrm{ECF_L} = 1.2 - \left[\frac{1.2(\mathrm{ECS} - 1)}{4}\right] \text{ for } \textbf{low} \text{ element importance}$$

Tramite i dati determinati si passa al calcolo dell'indice di condizione del singolo elemento (ECI).

$$ECI = ECS - ECF$$

Si calcola il punteggio al ponte nel suo insieme (BCS) tramite la seguente equazione dove il BCS è calcolato da una combinazione ponderata di tutti i contributi di ciascun elemento del ponte.

$$BCS = \frac{\sum_{i=1}^{N}(ECI_i \; x \; EIF_i)}{\sum_{i=1}^{N} EIF_i}$$

con

N = numero totale di elementi del ponte per la struttura

Infine, si arriva al calcolo del *Bridge Condition Index* (BCI) tramite la seguente equazione.

$$BCI = 100 - (2\{(BCS)^2 + (6.5 \; x \; BCS) - 7.5\})$$

dal quale si evince la condizione di salute del ponte tramite (**figura 2.5**)

BCI Value	Condition
$90 \leq BCI \leq 100$	Very good
$80 \leq BCI < 90$	Good
$65 \leq BCI < 80$	Fair
$40 \leq BCI < 65$	Poor
$0 \leq BCI < 40$	Very poor

Figura 2-5 - Salute del ponte UK's BCI

2.1.2 SOUTH AFRICA'S BCI

Il BMS sudafricano assegna fondi e dà priorità alla manutenzione e riparazione dei ponti utilizzando un indice simile al BCI britannico. Il BCI è calcolato sulla base dei dati ottenuti dalle valutazioni di routine delle condizioni strutturali e di un fattore di importanza del ponte, basato sul traffico medio giornaliero (ADT). La valutazione delle condizioni delle strutture viene eseguita in base a grado, estensione e rilevanza del deterioramento, assegnando un punteggio DER. Il sistema di valutazione DER identifica i difetti e assegna loro priorità valutando la loro importanza relativa per l'integrità strutturale del ponte. Con questo sistema, ad un elemento viene assegnato un punteggio maggiore di zero solo se presenta un *distress* su di esso; Il sistema di rating DER è sintetizzato nella tabella in **figura 1.6**.

	Degree	Extent	Relevancy	Urgency
0	None	N/A	N/A	Monitor only
1	Minor	Local	Minimum	Routine
2	Fair	> Local	Moderate	< 5 years
3	Poor	< General	Major	< 2 years
4	Severe	General	Critical	As soon as possible

Figura 2-6 - Sistema punteggio DER South Africa's BCI

Ogni difetto sull'elemento da ispezionare ha un indice di condizione IC_J

$$IC_J = 100\left[1 - \frac{(D+E)R}{32}\right]$$

Con

D = Degree of Damage

E = Extent of Damage

R = Relevancy of damage

L'importanza del ponte si basa sulla frequenza con cui questo viene utilizzato o percorso nella rete, pertanto si calcola tramite la seguente equazione:

$$Bridge\ Importance = \frac{ADT_i}{\sum_{i=1}^{n} ADT_i}$$

Con

$ADT_i =$ Average Daily traffic per la struttura i-esima del network

$n =$ numero dei ponti del network

Pertanto, il BCI complessivo viene calcolato come la somma dei valori delle condizioni di difetto per tutti gli elementi ispezionati ponderati dal fattore di importanza del ponte, precedentemente determinato.

$$BCI = bridge\ Importance\ x \sum_{j=1}^{m} IC_j = \frac{\left(\sum_{j=1}^{m} IC_j\right) ADT_i}{\sum_{i=1}^{n} ADT_i}$$

dove

$m =$ numero di elementi ispezionati della struttura

$j =$ elemento *j*-esimo della struttura

2.1.3 AUSTRALIA'S BCN

Roads Corporation of Victoria (VicRoads), l'agenzia stradale australiana, utilizza il Bridge Condition Number esposto di seguito per il confronto relativo di prestazioni, integrità e durata delle strutture dei ponti.

Il BCN è calcolato secondo un diagramma di flusso a tre step (**figura 1.7**), il primo livello (*livello elemento*) calcola le valutazioni delle condizioni a livello di elemento aggregando le percentuali dello stato di condizione per ciascun elemento. Al secondo livello (*livello di gruppo*), i fattori di gruppo strutturale vengono assegnati in base all'importanza del gruppo per la struttura. Un gruppo strutturale è costituito da una serie di elementi che svolgono funzioni simili e la combinazione di tutte le valutazioni dei gruppi strutturali produce il BCN complessivo del ponte.

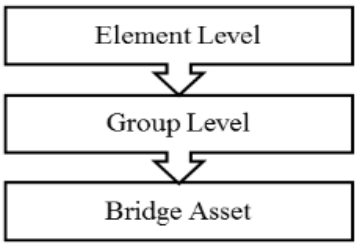


Figura 2-7 - Diagramma di flusso Australia's BCN

Il calcolo della condizione media di ogni elemento (ACR) è il primo step di calcolo. La condizione media dell'elemento del ponte viene registrata come la quantità, o la percentuale della quantità totale dell'elemento, in ciascuno dei quattro stati della condizione (**figura 1.8**), al momento dell'ispezione.

Element Condition State		Description
1	As-built	The element is in good condition with little or no deterioration. Superficial cracks and discolouration may be present, but without effect on strength and/or serviceability.
2	Good	The element shows deterioration of a minor nature. Minor surface defects may be present but without loss of section or effect on the serviceability of the element.
3	Fair	The element shows advancing deterioration. Some minor loss of section may be present, but insufficient to significantly affect the strength and/or serviceability of the element.
4	Poor	The element shows advanced deterioration and loss of effective section. Deterioration is to the point that there is concern a structural analysis is warranted to ascertain impact on the strength and/or serviceability of the element.

Figura 2-8 - Condizione dell'elemento Australia's BCN

Si utilizza quindi la seguente equazione per ogni elemento analizzato

$$ACR = \sum (Condition\ State\ Number\ x\ \%\ in\ Condition)/100$$

Si calcola ora il rating di gruppo medio (AGR) per ogni gruppo strutturale.

$$AGR = \frac{\sum(2\ x\ ACR + E^{0.5})}{n°\ of\ elements}$$

con

$E\ =$ fattore di esposizione ambientale

Si passa quindi al calcolo del BCN tramite la seguente

$$BCN = \sum (AGR\ x\ W_b)$$

Con

$W_b =$ fattore di importanza del gruppo strutturale (tabella in **figura 1.9**)

Structural group		Material description				
		Steel	Precast Concrete	Cast in-situ Concrete	Timber	Other
Weighting factors (multipliers)		1.0	2.0	3.0	4.0	1.5
Superstructure	3.0	3.0	6.0	9.0	12.0	4.5
Substructure	3.0	3.0	6.0	9.0	12.0	4.5
Deck Joints	1.5	1.5	3.0	4.5	6.0	2.25
Bearings	1.5	1.5	3.0	4.5	6.0	2.25
Miscellaneous	2.0	2.0	4.0	6.0	8.0	3.0
Culverts	1.0	1.0	2.0	3.0	4.0	1.5

Figura 2-9 - Fattore d'importanza del gruppo strutturale Australia's BCN

La tabella in **figura 1.10** mostra l'interpretazione del risultato ottenuto dal calcolo del BCN

BCN	Interpretation	Inspection Interval (years)
BCN < 30	Free from defects affecting performance and durability.	5
30 < BCN < 60	Structure has defect affecting durability.	3
BCN > 60	Structure has defects affecting both performance and structural integrity or durability.	2

Figura 2-10 - Interpretazione Australia's BCN

2.2 WORST-CONDITIONED COMPONENT APPROACH

Questo tipo di approccio è guidato dai dati numerici che descrivono le condizioni dei singoli elementi sulla base della gravità e dell'entità dei difetti presenti. Il rating della condizione globale dell'opera corrisponde allo stato dei componenti peggiormente valutati. Il componente nella condizione peggiore è collegato al peggior difetto dell'elemento in base a gravità e frequenza di accadimento.

2.2.1 GERMANY'S BCI

Il BCI tedesco utilizza un approccio gerarchico per valutare lo stato di salute generale di una struttura: al livello inferiore, viene assegnato un indice a ogni singolo danno identificato. Il livello successivo prevede il calcolo di un indice di condizione per gruppi strutturali seguito dal livello finale che calcola il Bridge Condition Index complessivo. Ogni tipologia di danno rilevata durante l'ispezione è valutata su una scala a cinque livelli in termini di:

- Effetto sulla stabilità strutturale del ponte (**figura 2.11**).

Assessment	Description
0	Defects have no effect on structural stability of elements or overall structure.
1	Defects affect stability of structure elements but not the overall structure.
2	Defects affect stability of structure elements and have little effect on stability of overall structure.
3	The effect of defects on stability of structural elements and the overall structure is beyond permissible tolerance.
4	The structural stability of structural elements and the structure itself no longer exists.

Figura 2-11 - Livello stabilità del ponte Germany's BCI

- Sicurezza del traffico (**figura 2.12**).

Assessment	Description
0	Defects have no effect on traffic safety.
1	Defects affect traffic safety only slightly.
2	Defects may impair traffic safety.
3	Defects affect traffic safety.
4	Traffic safety is no longer given due to defects.

Figura 2-12 - Livello sicurezza del traffico Germany's BCI

- Durabilità del ponte (**figura 2.13**).

Assessment	Description
0	Defects have no effect on durability.
1	Defects affect durability of structure elements but not the durability of the overall structure.
2	Defects affect durability of the structure elements and, in the long term, can affect the overall structure.
3	Defects affect durability of the structure elements and, in the medium term, can affect the overall structure.
4	The durability of both the structure element and the overall structure is no longer given due to the defects.

Figura 2-13 - Livello durabilità del ponte Germany's BCI

L'entità del danno è descritta qualitativamente come *piccola*, *media* o *grande* e da questa informazione viene assegnato un indice di condizione decimale compreso tra 1.0 (condizione molto buona) e 4.0 (condizione insufficiente).

Per ogni elemento si valuta l'entità del danno o deterioramento, calcolando l'indice (Z_i) di ogni occorrenza di danno basandosi sull'effetto dello stesso sulla sicurezza del traffico, stabilità e durabilità secondo le precedenti tabelle; il valore trovato è poi amentato di un certo valore (Δ_1) a seconda dell'estensione del danno individuato (**figura 2.14**).

Δ_1 Value	Damage Extent
-0.1	Small
0.0	Medium
+0.1	Large

Figura 2-14 - Livello estensione danno Germany's BCI

$$Z_i = max\{Z_{structural\ stability}, Z_{traffic\ safety}, Z_{durability}, Z_{damage\ condition}\} + \Delta_1$$

Ogni gruppo di componenti è costituito da una serie di valutazioni, ognuna descrive ogni singola occorrenza di danno:

$$CG = \{Z_1, Z_2, Z_3, \dots, Z_N\}$$

Si calcola ora l'indice di condizione per gruppo di componenti (Z_{CG_1}) che equivale alle valutazioni massime assegnate al danno a livello di sottocomponente. Si tiene conto, inoltre, del numero di occorrenze del danno identificato all'interno del gruppo tramite un indice (Δ_2),(**figura 2.15** e **figura 2.16**).

Δ_2 Value	Number of Damage Occurrences (n)
-0.1	$n < 5$
0.0	$5 \leq n \geq 15$
+0.1	$n > 15$

Figura 2-15 - Coefficiente occorrenze del danno 1 Germany's BCI

Δ_2 Value	Number of Damage Occurrences
-0.1	$n < 3$
0.0	$3 \leq n \geq 5$
+0.1	$n > 5$

Figura 2-16 - Coefficiente occorrenze del danno 2 Germany's BCI

L'indice di condizione del ponte complessivo corrisponde alla valutazione massima a livello di gruppo di componenti, tenendo in considerazione come il danno sul componente considerato influisce su altri gruppi di componenti tramite un valore deducibile dalla tabella in (**figura 2.17**).

Δ_3 Value	Number of Damaged Component Groups
-0.1	1 to 3
0.0	4 to 5
+0.1	more than 5

Figura 2-17 - Influenza componente sugli altri

Infine, globalmente:

$$Z_{ges} = \max\{Z_{CG}\} + \Delta_3$$

2.2.2 BRASIL BRIDGE RATING

Il rating dei ponti Brasiliani si basa principalmente sulle prescrizioni del Dipartimento Nazionale delle Infrastrutture e Trasporti (DNIT). In particolare, il documento che definisce le regole per l'ispezione e la classificazione dei ponti della rete federale è il *Manuale delle Ispezioni dei Ponti Autostradali (Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias)*, nel quale sono indicate, tra le altre cose, le modalità di ispezione, la formazione degli ispettori e i principali degradi riscontrabili.

Il presente metodo viene classificato tra i "*worst-conditioned component approach*" poiché il valore globale di giudizio sull'intera opera viene dato sulla base del rating più basso tra tutti gli elementi valutati. La valutazione totale di un ponte si basa sul rating dei singoli elementi a cui viene assegnato un condition rating, compreso tra 1 e 5 secondo le indicazioni della tabella in (**figura 1.18**):

NOTA	DANOS NO ELEMENTO / INSUFICIÊNCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural.	Nada a fazer.	Boa	**Obra sem problemas**
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção.	Boa	**Obra sem problemas importantes**
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	Boa aparentemente	**Obra potencialmente problemática** Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar, em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural.
2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.	Sofrível	**Obra problemática** Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias[1] são recomendáveis para monitorar os problemas.
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) - ou em alguns casos, substituição da obra - deve ser feita sem tardar.	Precária	**Obra crítica** Em alguns casos , pode configuarar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações etc.

Figura 2-18 - Brasil Condition rating

La precedente tabella può essere riassunta come segue:

L'elemento ha danni che provocano gravi carenze strutturali nel ponte, con rischio tangibile di collasso strutturale; il recupero delle condizioni di sicurezza devono essere immediate.

L'elemento ha danni che provocano significative carenze strutturali nel ponte, senza rischio tangibile di collasso strutturale; il recupero dell'opera deve essere effettuato a breve termine.

L'elemento ha danni che provocano qualche carenza strutturale nel ponte, senza però compromettere la stabilità dell'opera; il recupero dell'opera può essere posticipato ma possibilmente si deve prevedere un monitoraggio dell'opera.

L'elemento ha alcuni danni ma senza generare carenze strutturali; necessari solo interventi di manutenzione.

Non vi è traccia di danno o carenza strutturale.

La tabella in (**figura 2.18**) permette quindi di valutare ogni singolo elemento tramite le schede di seguito riportate:

- Piano stradale

1. LAJE		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Buraco (abertura)	☐ Existe	☐ É Iminente		
Armadura Exposta	☐ Muito Oxidada	☐ Grande Incidência		
Concreto Desagregado	☐ Muita Intensidade	☐ Grande Incidência		
Fissuras	☐ Forte Infiltração	☐ Grande Incidência		
Marcas de Infiltração	☐ Forte	☐ Grande Incidência		
Aspecto de Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente / Pouco			

Figura 2-19 - Scheda di valutazione piano stradale Brasil Rating

- Struttura portante

2. VIGAMENTO PRINCIPAL		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Fissuras Finas	☐ Algumas	☐ Grande Incidência		
Trincas (fissuras w>0,3mm)	☐ Algumas	☐ Grande Incidência		
Armadura Principal	☐ Exposta	☐ Muito Oxidada		
Desagreg. de Concreto	☐ Muito Intenso	☐ Grande Incidência		
Dente Gerber	☐ Quebrado/Desplacado	☐ Trincado		
Deformação (Flecha)	☐ Exagerada			
Aspectos do Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente / Pouco			

Figura 2-20 - Scheda di valutazione struttura portante Brasil Rating

- Sottostruttura

3. MESOESTRUTURA		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Armadura Exposta	☐ Muito Oxidada	☐ Grande Incidência		
Concreto Desagregado	☐ Muita Intensidade	☐ Grande Incidência		
Fissuras	☐ Forte Infiltração	☐ Grande Incidência		
Aparelho de Apoio	☐ Danificado	☐ Grande Incidência		
Aspecto do Concreto	☐ Má Qualidade			
Cobrimento	☐ Ausente/Pouco			
Desaprumo	☐ Há			
Deslocabilidade dos Pilares	☐ Forte			

Figura 2-21 - Scheda di valutazione sottostruttura Brasil Rating

- Fondazioni

4. INFRAESTRUTURA		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Recalque de Fundação	☐ Há			
Deslocamento de Fundação	☐ Há			
Erosão Terreno de Fundação	☐ Há			
Estacas Desenterradas	☐ Há			

Figura 2-22 - Scheda di valutazione fondazioni Brasil Rating

- Accesso al ponte

5. PISTA / ACESSO		Nota Técnica:	Local	Quantidade (Opcional)
Irregularidades no Pav.	☐ Muita Intensidade	☐ Grande Extensão		
Junta de Dilatação	☐ Faltando/Inoperante	☐ Muito Problemática		
Acessos X Ponte	☐ Degrau Acentuado	☐ Concordância Problem.		
Acidentes com Veículos	☐ Freqüente	☐ Eventual		

Figura 2-23 - Scheda di valutazione accesso al ponte Brasil Rating

Si passa infine al rating complessivo tramite il seguente schema (**figura 1.24**):

COMENTÁRIOS GERAIS

a) Condições de Estabilidade: ☐ Boa ☐ Sofrível ☐ Precária Condições de Conservação: ☐ Boa ☐ Regular ☐ Sofrível ☐ Ruim
b) Nível de Vibração do Tabuleiro: ☐ Normal ☐ Intenso ☐ Exagerado
c) Inspeção Especializada (Realizada por Engenheiro de Estruturas). Necessária? ☐ SIM ☐ NÃO Urgente? ☐ SIM ☐ NÃO
Já houve alguma anteriormente? ☐ SIM ☐ NÃO

NOTA TÉCNICA

OBSERVAÇÕES ADICIONAIS:

Figura 2-24 - Overall Brasil rating

Alcuni concessionari stradali completano il dato di ispezione con un rating su altri parametri quali gravità del danno (G), urgenza dell'intervento (U) e tendenza del danno al peggioramento (T), definendo la cosiddetta matrice GUT. In particolare:

Gravità del danno (G): numero da 1 (non severo) a 5 (estremamente severo) che indica l'intensità o l'impatto che il problema causerebbe se non fosse risolto.

Urgenza dell'intervento (U): numero da 1 (può attendere) a 5 (richiede immediate azioni) e tiene conto del lasso di tempo che si ha a disposizione per risolvere il problema.

Tendenza del danno al peggioramento (T): numero da 1 (non cambierà) a 5 (peggiorerà velocemente) e indica la probabilità che i problemi degenerino nel tempo.

Infine, si moltiplicano i tre valori e si ottiene il parametro GUT per ogni problema dal quale si può stilare una classifica degli interventi da effettuare in ordine di urgenza.

Inoltre, nello Stato di São Paulo, l'Agenzia dei Trasporti (ARTESP) ha emanato un documento specifico per il Controllo delle Opere d'Arte che prevede l'utilizzo di un parametro aggiuntivo rispetto al ranking federale, sintetizzato nella (**figura 2.25**).

URGENCIAMENTO			ESTADO OPERACIONAL		
Classe de Ações	Prazo (1)	Tipo	Bom	Regular	Ruim
Imediata	0	0			
Curto Prazo	no 1º ano	1			C
	no 2º ano	2		B	
Médio Prazo	no 3º ano	3			
	no 4º ano	4	A		
Longo Prazo	5º ano (2)	5			

Figura 2-25 - Metodo ARTESP Brasil Rating

Il metodo considera due criteri:

- il ranking da 0 a 5 in termini di urgenza di intervento nel ponte (da immediata a 5 anni);
- Lo stato operativo dell'opera (A = in buono stato; B = stato regolare; C = in cattivo stato).

Il ranking del ponte, o dell'elemento, viene assegnato con una combinazione dei due parametri (ad esempio A5, B3, C1). Vengono assegnati 3 voti, per definire rispettivamente le condizioni strutturali, di durabilità e di funzionalità del ponte.

2.3 I metodi qualitativi

I metodi qualitativi forniscono una valutazione descrittiva diretta della condizione del ponte piuttosto che utilizzare una scala numerica. L'indice viene assegnato dopo una valutazione approfondita delle condizioni degli elementi del ponte mediante ispezione a livello di elemento. Il vantaggio di questo tipo di metodo è la velocità di ottenimento dei risultati a discapito della raffinatezza dei risultati ottenuti.

2.3.1 AUSTRALIA'S BRIDGE HEALTH INDICATOR

In Australia il BHI viene utilizzato dall'agenzia *Roads and Maritime Services* per identificare i ponti che necessitano di manutenzione, riparazione o riabilitazione. Il BHI descrive una struttura tramite un indicatore di "Scarsa", "Discreta" o "Buona" qualità in base alla condizione e all'importanza dell'elemento in esame, l'importanza dell'elemento è data dal suo contributo rispetto alle prestazioni complessive della struttura. Partendo dalle condizioni ambientali intorno al ponte si arriva all'importanza dell'elemento tramite la seguente tabella (**Table F4 – RTA NSW bridge element importance ratings (Guidelines for Bridge Management – Structure Information, Austroads Publication No. AP–R252/04**) del quale se ne riporta uno stralcio a titolo di esempio (**figura 2.26**)

Element code	Description	No of condition states	Units	Environment code		
				Low	Medium	Severe
BELA	Elastomeric Bearing Pad	3	ea	Low	Low	Low
BENC	Enclosed / Concealed Bearing	3	ea	Low	Low	Low
BEXP	Metal Expansion (Roller, Sliding, etc) Bearing	3	ea	Low	Low	Low
BFIX	Metal Fixed Bearing	3	ea	Low	Low	Low
CABW	Concrete-Abutment and Wingwalls	4	m^2	Medium	Medium	Medium
CCGD	Concrete-Cross Girder / Diaphragm	4	m^2	Medium	Medium	Medium

Figura 2-26 - Stralcio tabella Publication No. AP-R252/04 Australian BHI

La seguente tabella (**figura 2.27**) descrive come viene valutata la salute complessiva del ponte in base alle condizioni di salute e relativa importanza degli elementi.

Bridge health	Bridge element Importance		
	High	Medium	Low
Elements that have 5 condition states (see Table F4)			
Poor	% in Condition State 5 > 10 % in Condition State 4 > 40	% in Condition State 5 > 25 % in Condition State 4 > 50	% in Condition State 5 > 50 % in Condition State 4 > 70
Fair	40 > =% in Condition State 4 > 0 10 > = % in Condition State 5 > 0	50 > =% in Condition State 4 > 0 25 > - % in Condition State 5 > 0	70 > =% in Condition State 4 > 0 50 > =% in Condition State 5 > 0
Good	0% in condition states 4 or 5	0% in condition states 4 or 5	0% in condition states 4 or 5
Elements that have 4 condition states (see Table F4)			
Poor	% in Condition State 4 > 0 % in Condition State 3 > 25	% in Condition State 4 > 20 % in Condition State 3 > 40	% in Condition State 4 > 40 % in Condition State 3 > 60
Fair	25 > =% in Condition State 3 > 0	40 > =% in Condition State 3 > 0 20 > =% in Condition State 4 > 0	60 > =% in Condition State 3 > 0 40 > =% in Condition State 4 > 0
Good	0% in Condition State 3 or 4	0% in Condition State 3 or 4	0% in Condition State 3 or 4
Elements that have 3 condition states (see Table F4))			
Fair	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 30	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 40	% in Condition State 3 > 0 % in Condition State 2 > 50
Good	0% in Condition State 3	0% in Condition State 3 % in Condition State 2=< 40	0% in Condition State 3 % in Condition State 2=< 50
Good	0% in Condition State 3	0% in Condition State 3 % in Condition State 2=< 40	0% in Condition State 3 % in Condition State 2=< 50

Figura 2-27 - Valutazione salute di un elemento del ponte Australia's BHI

La parte evidenziata si riferisce alla tabella di (**figura 2.8**), cioè con 4 *condition states.*

2.3.2 AUSTRIA'S QUALITATIVE BRIDGE RATING

Secondo le linee guida austriache per le ispezioni dei ponti, la valutazione totale di un ponte si basa sul rating dei singoli elementi a cui viene assegnato un *condition rating*, compreso tra 1 e 5 secondo le indicazioni della tabella in **figura 1.28.**

Rating	Description
1	No problems, minor problems; load-bearing capacity, operability, and durability not limited; no maintenance required.
2	Minor problems; load-bearing capacity and operability not limited; operability and durability will be limited if defects are not removed in the long-term; no restriction of use.
3	Moderate problems; indication of limited operability and durability; maintenance required in the medium term (within 6 years).
4	Severe problems; load-bearing capacity not yet limited but operability and durability already limited; maintenance within 3 years (short term) to reestablish regular use.
5	Critical condition; load-bearing capacity and operability limited; immediate initiation of repair, restriction of use.

Figura 2-28 - Valutazione condizione elementi del ponte Austria's QBR

Successivamente, sulla base dei fattori di seguito riportati

- Estensione del danno e severità dello stesso
- Limitazione della capacità portante, operabilità e durabilità del ponte causati dal danno
- Urgenza dell'intervento

si passa alla valutazione dell'opera nella sua globalità andando a combinare le valutazioni di tutti gli elementi costituenti il ponte.

2.4 Focus sul panorama americano

2.4.1 Cenni storici

Attualmente, Il punto di riferimento per quanto riguarda la gestione dei ponti esistenti è sicuramente quello americano, in quanto il più avanzato al mondo nel settore; degno di nota il fatto che la legislazione attuale in materia è frutto di un processo di sviluppo dettato da alcuni tragici crolli di ponti che hanno funzionato da catalizzatore per la legislazione successiva secondo una sequenza che verrà riassunta di seguito.

Si ritiene che la scintilla che abbia fatto cominciare la storia del rating dei ponti stradali in America sia data dal crollo del Silver Bridge sul fiume Ohio a Point Pleasant in Virginia, precisamente nel dicembre del 1967, il quale è molto particolare per quanto riguarda la tipologia strutturale poiché si tratta di un ponte sospeso con il cavo portante, costituito da una catena di barre incernierate che si integra sulle tre campate con una struttura reticolare di irrigidimento (**figura 2.29**).

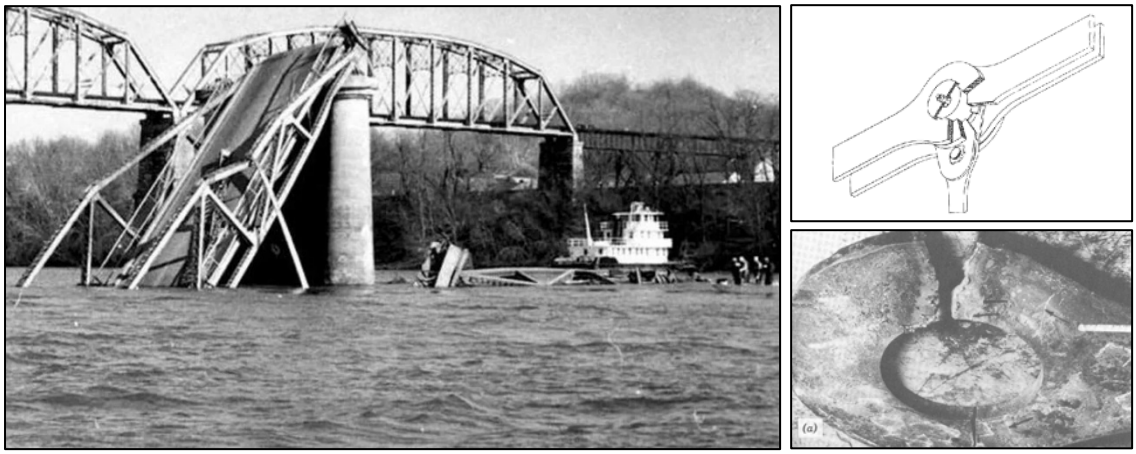


Figura 2-29 - Silver Bridge in Virginia

Il motivo della rottura è da ricercarsi in un insieme di azioni che sovrapposte tra di loro portarono alla rottura degli snodi tra il cavo a catena principale e gli elementi verticali di collegamento agli impalcati, in particolare, carichi da traffico ripetuti hanno portato a sollecitare gli snodi a fatica a cui si sono sovrapposte azioni parassite date da attriti nel nodo e accumulo di ruggine causati da una cattiva lubrificazione dell'elemento. La fatica è stata l'iniziatrice dell'evento, poiché ha causato la comparsa di difetti localizzati e conseguente amplificazione degli sforzi che ha portato l'elemento più sollecitato, anche per la presenza delle azioni parassite precedentemente descritte a cedere fragilmente e la struttura a

collassare durante un momento di traffico intenso provocando la morte di 46 persone.

Il collasso del Silver Bridge porta alla emissione del "*Federal Highway Act 1968*" che, tra le altre cose, stabilisce delle regole per l'ispezione dei ponti: l'atto ha creato il primo programma nazionale di ispezione nella storia degli Stati Uniti. Tutti i ponti costruiti con fondi federali, o che trasportavano una strada finanziata dal governo federale, dovevano essere ispezionati, inoltre, Il DOT è stato incaricato di stabilire gli standard per la sicurezza dei ponti. Questo documento porta alla stesura dei "*National Bridge Inspection Standards*" (NBIS) che, da allora continuano ad essere aggiornati, e definiscono, tra le altre cose, le regole per le procedure e la frequenza delle ispezioni o la qualificazione del personale addetto e stabiliscono, infine, la creazione di un archivio nazionale dei ponti, il "*National Bridge Inventory*" (NBI).

Segue poi, alcuni anni dopo, la pubblicazione di tre manuali da parte della Federal Highway Administration (FHWA) e della American Association of State Highway and Trasportation Officials (AASHTO) che diventano fondamentali per il progetto avviato con il NBIS. Il primo manuale è stato il *Bridge Inspector's Training Manual 70* (Manual 70) della Federal Highway Administration (FHWA), che ha stabilito lo standard per la formazione degli ispettori. Il secondo manuale era il *Manual for Maintenance and Ispection of Bridges* dell'American Association of State Highway Officials (AASHO), pubblicato nel 1970, questo manuale serviva come standard per fornire uniformità nelle procedure e nelle politiche per determinare le condizioni fisiche, le necessità di manutenzione e la capacità di carico dei ponti autostradali. Infine, *Recording and Coding Guide for the Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges (Coding Guide)* dell' FHWA rilasciato a luglio del 1970 che ha fornito una guida completa e dettagliata per valutare e codificare i dati ponte specifici.

Tuttavia, sono state identificate successivamente due preoccupazioni predominanti. Una delle preoccupazioni era che i costi di riparazione o sostituzione dei ponti superavano di gran lunga i fondi disponibili. L'altro era che gli aiuti federali erano limitatati ai ponti sui sistemi autostradali per cui l'ispezione e l'inventario degli altri ponti non poteva essere eseguito per la mancanza di fondi. Queste due preoccupazioni sono state affrontate nella *Surface Transportation Assistance Act of 1978*. Questo atto forniva finanziamenti per la riabilitazione e la nuova costruzione e richiedeva che tutti i ponti pubblici di lunghezza superiore a 20 piedi fossero ispezionati e inventariati in conformità con l'NBIS entro il 31 dicembre 1980. Qualsiasi ponte non ispezionato e

inventariato in conformità con l'NBIS sarebbe stato inammissibile per il finanziamento.

Successivamente, altri crolli costrinsero il legislatore e la comunità tecnico-scientifica ad un ulteriore passo per avere un quadro normativo adeguato. Si ricordano, a proposito, i problemi ad alcuni canali sotterranei che hanno portato alla regolamentazione del loro controllo tramite la redazione del *Culvert Inspection Manual* (FHWA, 1986). Un forte interesse nazionale sui ponti critici per la fatica e la frattura fu dovuto al crollo del ponte sul fiume Mianus nel Connecticut nel giugno 1983 e il *manuale Inspection of Fracture Critical Bridge Members* fu pubblicato nel settembre 1986. Questo arrivava dai prodotti della ricerca accademica che si stava svolgendo in quel periodo per gli elementi soggetti a questi fenomeni. Con il crollo dell'aprile 1987 del ponte Schoharie Creek di New York, l'attenzione nazionale si è spostata sull'ispezione subacquea. Circa l'86% dei ponti era sopra i corsi d'acqua, quindi, l'FHWA ha risposto con *Scour at Bridges*, un avviso tecnico pubblicato nel settembre del 1988. Questa consulenza ha fornito una guida per lo sviluppo e l'implementazione di un programma i cui punti fondamentali riguardavano: il progetto di nuovi ponti resistenti allo scalzamento, la valutazione del rischio di questo fenomeno sui ponti esistenti, l'uso di contromisure e il miglioramento dello stato attuale dei ponti.

Negli anni '90 si è dedicata particolare attenzione al concetto di *bridge management system* (BMS),(**figura 2.30**). Nel 1991, l'FHWA ha spinto sullo sviluppo di un sistema di gestione dei ponti chiamato "*Pontis*", il quale aveva una flessibilità sufficiente per consentire la personalizzazione a qualsiasi organo responsabile della manutenzione di ponti. Contemporaneamente, il *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) del Transportation Research Board (TRB) ha sviluppato un software BMS chiamato "*Bridgit*" che si rivolgeva principalmente a inventari di ponti più piccoli o sistemi autostradali locali. Questa fase è molto importante perché i problemi precedentemente descritti che vanno a sollecitare i ponti stradali, tra cui aumento del traffico, invecchiamento delle reti e risorse a disposizione

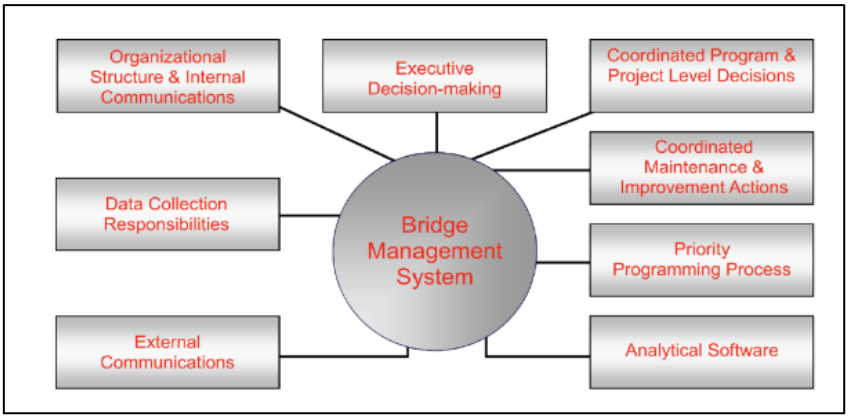


Figura 2-30 - FHWA Bridge management system

limitate hanno reso necessaria l'adozione di un sistema di organizzazione e razionalizzazione efficace dei processi di gestione dei ponti esistenti, il quale sta diventando di interesse anche nel nostro paese ma che se ne parlerà nel seguito.

2.4.2 AASHTO Manual for the bridge evaluation

Tralasciando gli atti governativi emessi per il finanziamento dei programmi e per l'estensione dei provvedimenti alle reti stradali secondarie, si arriva al passo più importante fatto dalla legislazione americana in merito alla valutazione di sicurezza dei ponti stradali e si sta parlando dell'emissione del documento *Manual for Bridge Evaluation* (AASHTO, 2008),(**figura 2.31**). l'importanza del manuale sta nel fatto che all'interno di questo si va a creare il concetto vero e proprio di BRIDGE RATING, definito come la determinazione della capacità portante in termini di carico da traffico.

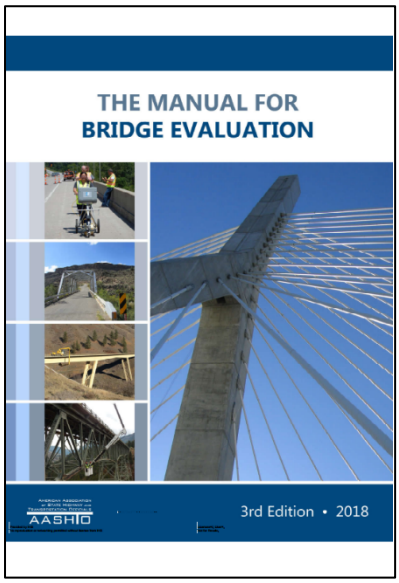


Figura 2-31 - AASHTO Manual for Bridge evaluation

Passando alle metodologie attualmente usate in America per quanto riguarda il Rating dei ponti, il documento NBIS stabilisce che ogni ponte deve essere valutato secondo le indicazioni del Manual for Bridge Evaluation (AASHTO, 2008) e i relativi successivi aggiornamenti.

In generale, i metodi si propongono di valutare la capacità portante del ponte nelle attuali condizioni tramite dei metodi analitici oppure attraverso delle prove in situ, la registrazione del carico massimo sopportabile serve a limitare le azioni sul ponte sulla base delle sue condizioni. Quando i carichi nella normativa di riferimento dello stato superano i carichi massimi sopportabili da quella struttura, allora il ponte deve essere chiuso oppure i carichi a cui è soggetto diminuiti tramite la limitazione del traffico. È inoltre importante che la valutazione sia eseguita basando i calcoli sulle attuali condizioni strutturali, le caratteristiche dei materiali rilevate e il traffico attualmente circolante in modo tale che il rating descriva quanto il più possibile fedelmente le condizioni effettive dell'opera. Si raccomanda infine di ripetere il processo di rating a intervalli regolari nel tempo oppure quando si ha un cambiamento nelle condizioni della struttura, tra cui danni o deterioramento strutturale, modifiche strutturali, aumento dei carichi o apertura di nuove corsie.

Passando ora alle metodologie vere e proprie di rating, nel *Manual for Bridge Evaluation* sono menzionate tre tipologie di rating: *Allowable Stress Rating* (ASR),

Load Factor Rating (LFR), and *Load and Resistance Factor Rating* (LRFR). Inoltre, nella sezione 8 del manuale si menziona anche la metodologia *nondestructive testing* (NDT) come metodo di valutazione alternativo. Il progetto tramite tensioni ammissibili (ASD) è stato introdotto nei primi anni '30 dall' AASHTO Standard Specification ed è stato l'unico metodo di progetto prima dell'adozione *del Load Factor Design* (LFD) degli anni '70. Entrambi i metodi risultano essere non calibrati e basati solamente su giudizi ingegneristici degli autori dei codici e inoltre non hanno uniformità di sicurezza e affidabilità tra differenti combinazioni di carico, tipologie di ponte o schemi statici. Il metodo *Load and Resistance Factor Design* (LRFD) è stato adottato dall' AASHTO nella prima edizione del *LRFD Bridge Design Specification* del 1994 e deriva da un modello probabilistico ottenuto attraverso un progetto pluriennale del *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP), gli stati limite di resistenza sono stati calibrati per ottenere un'affidabilità uniforme per le combinazioni che si possono presentare. In quanto derivanti direttamente dai metodi di progettazione ASD e LFD, i metodi di rating rispettivi ASR e LFR non hanno un livello di affidabilità costante, mentre il metodo LRFR è stato calibrato per un'affidabilità uniforme.

Considerando i suoi potenziali benefici e vantaggi, la FHWA promuove attualmente il metodo LRFR, e che quindi verrà descritto in questo contesto in quanto il più attuale e usato dagli addetti ai lavori in America.

Il manuale AASHTO specifica la seguente equazione per il coefficiente di rating, indicizzato come *Rating Factor* (RF)

$$\mathrm{RF} = \frac{\mathrm{C} - \gamma_{\mathrm{DC}}\mathrm{DC} - \gamma_{\mathrm{DW}}\mathrm{DW} \pm \gamma_{\mathrm{P}}\mathrm{P}}{\gamma_{\mathrm{LL}}(\mathrm{LL} + \mathrm{IM})}$$

Per lo stato limite ultimo:

$$\mathrm{C} = \phi_c \phi_s \phi_n \mathrm{R_n}$$

e vale il seguente limite inferiore:

$$\phi_c \phi_s \geq 0.85$$

Per lo stato limite di servizio:

$$C = f_R$$

Dove:

$RF =$ rating factor

$C =$ capacità portante

$f_R =$ tensione ammissibile come specificato in normativa di progetto AASHTO

$DC =$ peso proprio dovuto ai componenti strutturali

$DW =$ peso proprio dovuto ai componenti non strutturali

$P =$ carichi permanenti diversi dai pesi propri

$LL =$ effetto dei carichi in movimento

$IM =$ effetto dei carichi dinamici

$\gamma_{DC} =$ fattore di carico per permanenti strutturali (spec.di prog. AASHTO)

$\gamma_{DW} =$ fattore di carico per permanenti non strutturali (spec. di prog. AASHTO)

$\gamma_P = 1$

$\gamma_{LL} =$ fattore di valutazione dei carichi in movimento

$\phi_C = condition\ factor$ (**figura 2.32**)

Structural Condition of Member	φ_c
Good or satisfactory	1.00
Fair	0.95
Poor	0.85

Figura 2-32 - Condition factor Manuale AASHTO

$$\phi_S = sistem\ factor \quad \textbf{(figura 2.33)}$$

System factor ϕ_s in AASHTO manual

Superstructure Type	φ_s
Welded members in two-girder/truss/arch bridges	0.85
Riveted members in two-girder/truss/arch bridges	0.90
Multiple eyebar members in truss bridges	0.90
Three-girder bridges with girder spacing 6 ft	0.85
Four-girder bridges with girder spacing ≤ 4 ft	0.95
All other girder bridges and slab bridges	1.00
Floorbeams with spacing > 12 ft and noncontinuous stringers	0.85
Redundant stringer subsystems between floorbeams	1.00

Figura 2-33 - system factor Manuale AASHTO

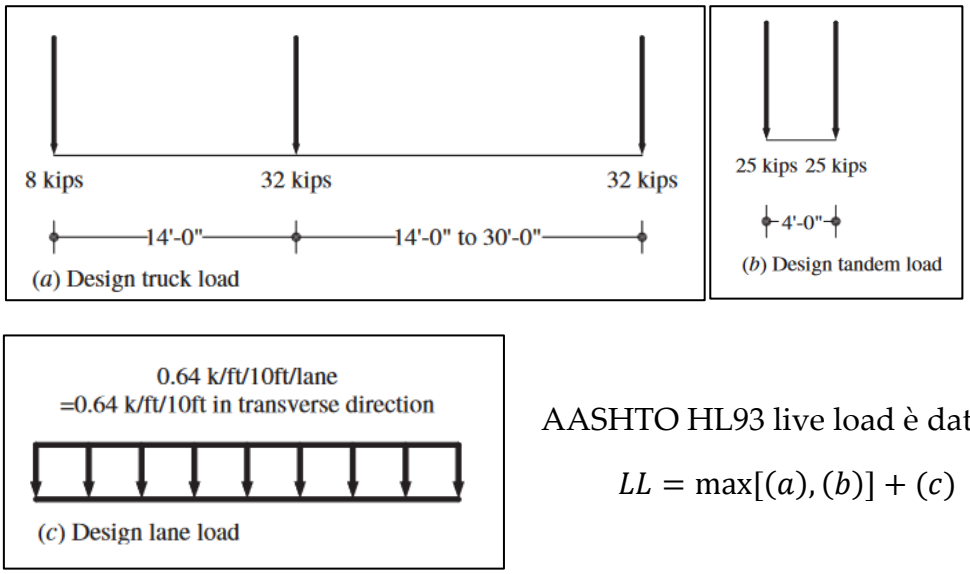
$$\phi_n = resistance\ factor \quad \text{(da specifiche di progetto AASHTO)}$$

Quindi, della relazione del Rating Factor (RF) il numeratore rappresenta la capacità disponibile del componente oggetto di rating per il carico in movimento con inclusi il fattore di carico e il fattore di resistenza, la capacità può essere aggiornata se si eseguono delle ispezioni nel tempo. Il denominatore è l'effetto del carico di traffico attuale di riferimento, incluso l'effetto dinamico e il fattore di valutazione dei carichi in movimento. In conclusione, il fattore di rating esprime il rapporto tra la capacità di carico disponibile e l'effetto dei carichi richiesto, cioè che attualmente sollecitano il ponte.

Il manuale AASHTO include disposizioni per tre livelli di capacità di carico:

Design load rating

Il fattore di valutazione dei carichi in movimento valuta le prestazioni dei ponti esistenti con riferimento alla specifica di progetto AASHTO HL-93 (**figura 2.34**). La valutazione del carico di progetto dei ponti può essere eseguita a due diversi livelli: *inventory level*, che è lo stesso del livello di progetto utilizzando $\gamma_{LL} = 1{,}75$, e *operating level* con $\gamma_{LL} = 1{,}35$.



AASHTO HL93 live load è dato da

$$LL = \max[(a), (b)] + (c)$$

Figura 2-34 - AASHTO Design Load

Legal load rating

In questo caso si utilizzano i carichi degli autocarri normati dalle norme AASHTO (**figura 2.35**) al denominatore dell'equazione del Rating Factor. Le azioni indotte da questi autocarri inducono effetti di carico inferiori rispetto alla condizione AASHTO HL93, quindi meno conservativi ma più vicini alla realtà, ciò vuol dire che se si ottiene un *rating factor* che soddisfa le verifiche con la condizione di carico a *design load rating* allora sarà anche verificato con la condizione di carico a *legal load rating*. Si può dire che il modello *legal load rating* rappresenta uno standard di livello più basso ma rappresenta un compromesso da parte dei gestori dei ponti tra costi e prestazioni delle opere.

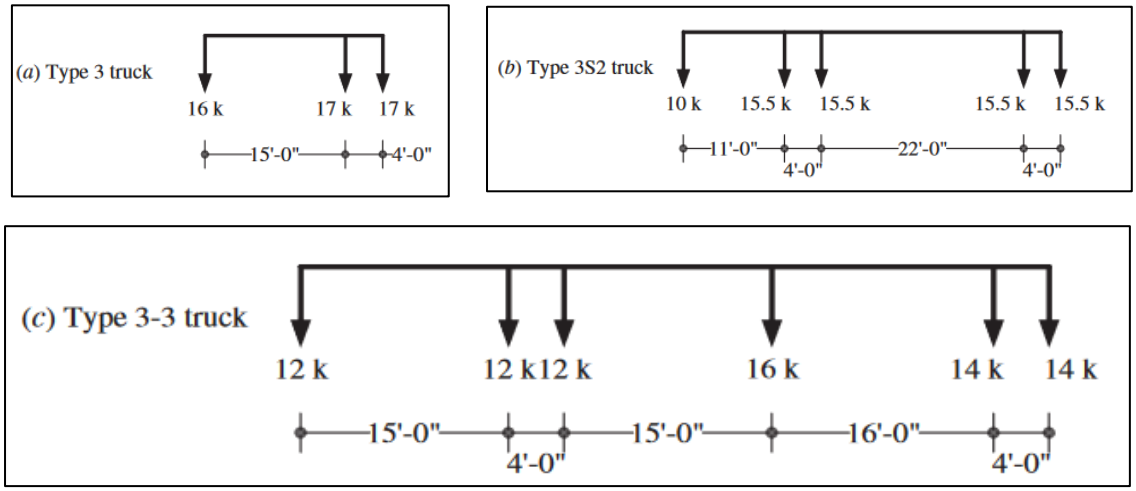


Figura 2-35 - AASHTO Legal load

Permit load rating

In generale, *permit loads* sono quei carichi che eccedono i carichi limite permessi dalle leggi dello stato, si definiscono come i carichi speciali di peso superiore a quello nomale degli autocarri ed è richiesto ai proprietari di questi mezzi il permesso di circolare. Il manuale AASHTO non specifica il valore dei carichi da aurocarro da utilizzare per questo tipo di verifica, ma vengono proposti in (**figura 1.36**) due esempi usati nello stato di Washington e Connecticut.

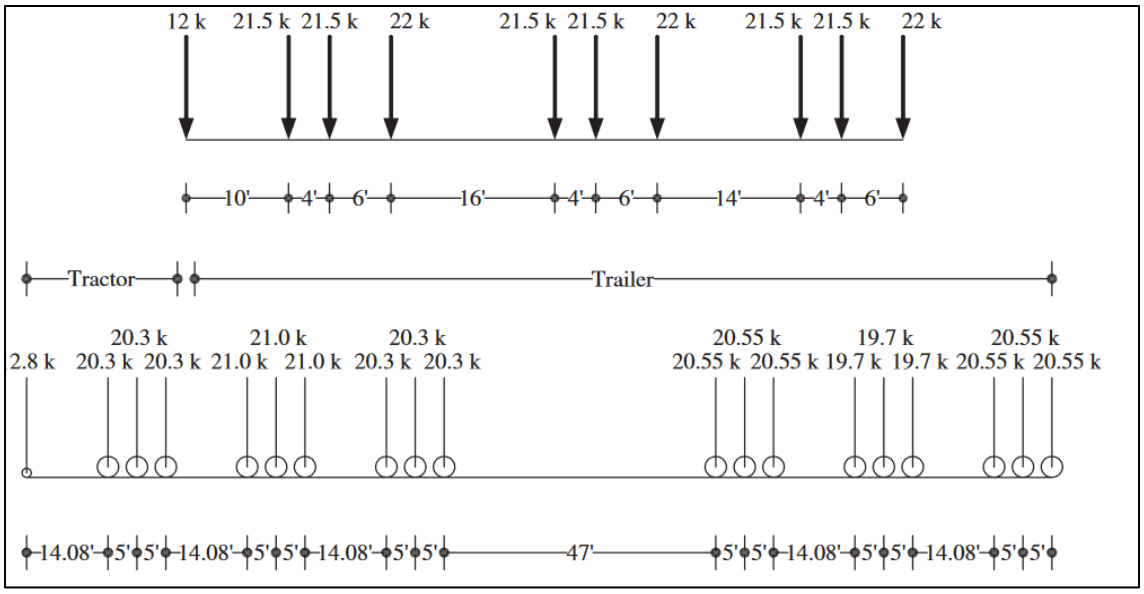


Figura 2-36 - AASHTO Permit load

I fattori di carico di movimento sono forniti in base a considerazioni statistiche sulla probabilità di presenza del carico speciale sulla campata del ponte. La tabella in (**figura 1.37**) mostra i fattori di carico forniti dal manuale AASHTO. Si nota come questi diminuiscano con l'aumentare del carico, il che può sembrare contradditorio con la comune tendenza ad aumentare i fattori di carico con l'aumentare dell'effetto dello stesso; si giustifica considerando che in questo caso si sta parlando di carichi speciali, per cui più è pesante un mezzo minore è la probabilità che un altro mezzo del genere attraversi l'opera contemporaneamente.

Permit Type	Frequency	Loading Condition	Distribution Factors without MPF	ADTT (One Direction)	Load Factor by Permit Weight[a] Up to 100 kips	≥150 kips
Routine or annual	Unlimited crossings	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	Two or more lanes	>5000	1.80	1.30
				=1000	1.60	1.20
				<100	1.40	1.10
					All Weights	
Special or limited crossing	Single trip	Escorted with no other vehicles on the bridge	One lane	N/A	1.15	
	Single trip	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	One lane	>5000	1.50	
				=1000	1.40	
				<100	1.35	
	Single trip	Mix with traffic (other vehicles may be on the bridge)	One lane	>5000	1.85	
				=1000	1.75	
				<100	1.55	

Figura 2-37 - Fattori di carico AASHTO

Una volta definiti i tre livelli di carico suggeriti dal manuale AASHTO, si passa alla vera e propria procedura di rating, in cui si eseguono sequenzialmente le tre verifiche partendo dal *design load rating*, successivamente si procede al *legal load rating*, ma solo se il *rating factor* al livello di *operating level* è minore di uno, per cui non verifica la condizione di sicurezza del ponte. Si passa poi alla valutazione dei carichi con permessi speciali ma solo per quei ponti che superano il rating per l' AASHTO *legal loads*.

2.4.3 Bridge sufficiency Rating

Il *Bridge Sufficiency Rating* (SR) è un metodo per valutare un ponte calcolando quattro fattori separati per ottenere un valore numerico indicativo della capacità del ponte di rimanere in servizio. Il risultato di questo metodo è una percentuale in cui il 100% rappresenta un ponte del tutto sufficiente e lo zero percento rappresenterebbe un ponte del tutto insufficiente o carente.

Il metodo parte da una serie di *item*, per ognuno dei quali sono fornite delle indicazioni par valutarne lo stato, l'efficienza o la funzionalità secondo una scala che va da 0, che rappresenta una condizione di non operatività dovuta a crollo, fino a 10 che rappresenta massima efficienza.

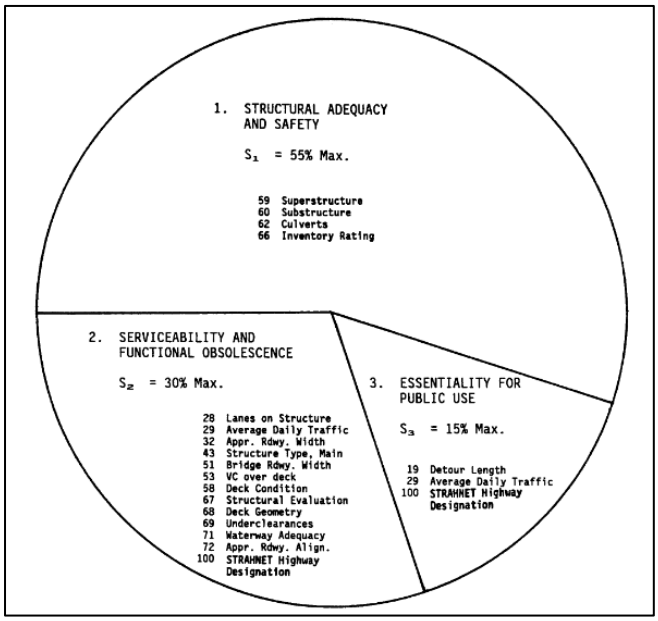


Figura 2-38 - Schema del Bridge sufficiency Rating

Si descrive di seguito il metodo, ma, per non appesantire il testo, senza entrare nei particolari delle formule di calcolo dei vari parametri

Per il calcolo della Adedeguatezza strutturale e sicurezza (**S1**) si considera come valore **A** il più basso rating code dei valori di Superstructure Rating, Substructure Rating Culvert Rating.

Si calcola in seguito **B**, che rappresenta un fattore riduttivo della capacità di carico dalla seguente formula

$$B = 0.3254\,(32.4 - IR)^{1.5}$$

Dove IR rappresenta il valore di carico secondo l' AASHTO *inventory Rating* in tonnellate.

$$\mathbf{S_1 = 55 - (A + B)}$$

Il valore trovato non deve essere minore dello 0% né maggiore di 55%

Si passa ora alla determinazione del fattore rappresentante la facilità di manutenzione e la diminuzione progressiva di efficienza (**S2**)

In un primo momento si calcola il fattore J, riduzioni da rating come

$$J = A + B + C + D + E + F$$

dove A,B,C,D,E,F rappresentano dei fattori derivanti dal rating degli item 58,67,68,69,71,72 della tabella in (**figura 2.38**), si precisa che il massimo valore di J deve essere preso massimo a 13%.

```
-  Condition Ratings
58 Deck
59 Superstructure
60 Substructure
61 Channel and Channel Protection
62 Culverts
63 Method Used to Determine Operating Rating
64 Operating Rating
65 Method Used to Determine Inventory Rating
66 Inventory Rating
-  Appraisal Ratings
67 Structural Evaluation
68 Deck Geometry
69 Underclearances, Vertical and Horizontal
70 Bridge Posting
71 Waterway Adequacy
72 Approach Roadway Alignment
```

Figura 2-39 - stralcio codici identificativi degli elementi del ponte

Si passa poi al calcolo di un fattore che descrive la possibile larghezza della carreggiata insufficiente, passando da due fattori

$$X = \frac{\text{Average Daily traffic}}{\text{Lane}}$$

$$Y = \frac{\text{Widht}}{\text{Lane}}$$

Dai quali si determina H dallo schema in **figura 1.40**

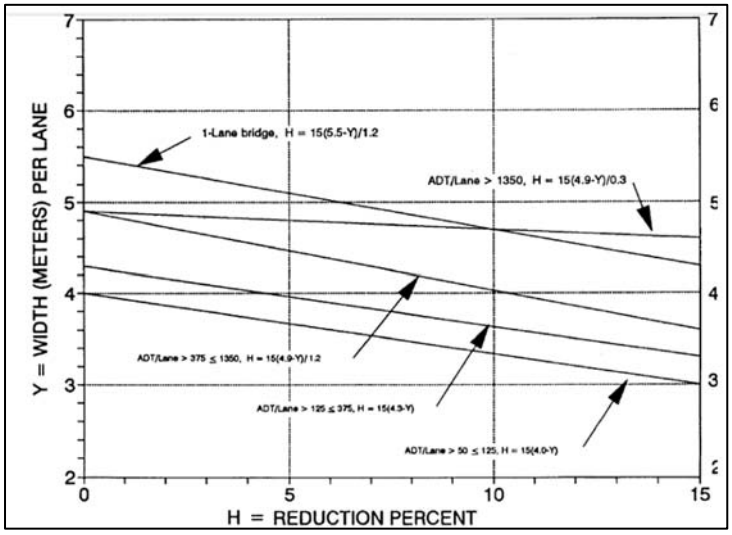


Figura 2-40 - Grafico per la valutazione di H per SR

Se la larghezza della carreggiata aumentata di 0.6 metri è minore della larghezza della rampa di approccio si assume

$$G = 5\%$$

Infine, si determina un valore I massimo del 2% che descrive l' insufficienza dello spazio sotto al ponte necessario al passaggio.

Quindi, in conclusione

$$\mathbf{S_2 = 30 - [J + (G + H) + I}$$

Il valore appena calcolato deve essere comunque limitato al 30% massimo.

Si passa infine al calcolo del fattore rappresentante l'essenzialità per l'uso pubblico (**S3**).

Si determina

$$K = \frac{S_1 + S_2}{85}$$

Poi

$$A = \frac{15(\text{Average Daily Traffic x Detour Length})}{320000 \text{ x } K}$$

Dove *A* deve essere limitato al 15%

Si determina *B* come parametro di designazione autostradale STRAHNET compreso tra 0% e 2%

Infine

$$\mathbf{S_3 = 15 - (A + B)}$$

Con la limitazione a massimo il 15%

Infine, si passa alle riduzioni speciali nel caso in cui $S_1 + S_2 + S_3$ sia maggiore di 50 tramite i parametri di seguito descritti. Il fattore *A* che rappresenta la riduzione per lunghezza della deviazione, determinabile dallo schema in **figura 1.42**

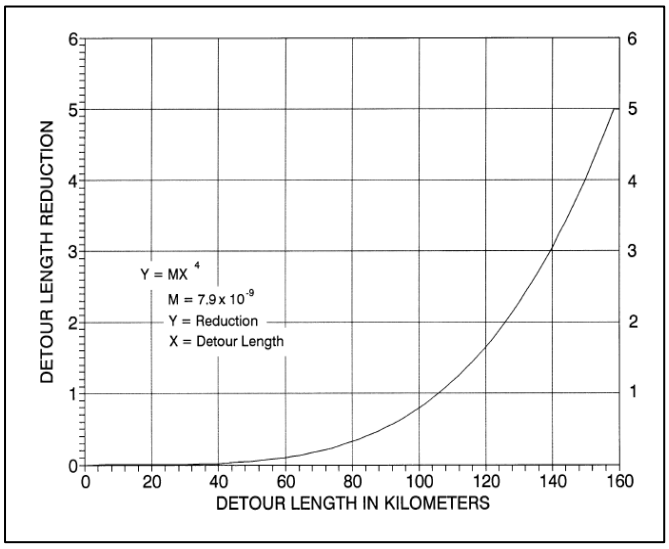


Figura 2-42 - Riduzione per lunghezza della deviazione SR

Il parametro B, assunto al 5% se la struttura del ponte fa parte delle categorie 10,12,13,14,15,16 o 17 della **figura 1.41** .

Code	Description
01	Slab
02	Stringer/Multi-beam or Girder
03	Girder and Floorbeam System
04	Tee Beam
05	Box Beam or Girders - Multiple
06	Box Beam or Girders - Single or Spread
07	Frame (except frame culverts)
08	Orthotropic
09	Truss - Deck
10	Truss - Thru
11	Arch - Deck
12	Arch - Thru
13	Suspension
14	Stayed Girder
15	Movable - Lift
16	Movable - Bascule
17	Movable - Swing
18	Tunnel
19	Culvert (includes frame culverts)
20 *	Mixed types
21	Segmental Box Girder

Figura 2-411 - Stralcio codici identificativi elementi ponte SR

Il parametro C compreso tra 1% e 3% in funzione delle caratteristiche di sicurezza per il traffico del ponte.

Infine

$$\mathbf{S_4 = A + B + C}$$

E, in conclusione

$$\mathbf{Sufficiency\ Rating = S_1 + S_2 + S_3 - S_4}$$

2.5 Focus sul panorama italiano

2.5.1 Cenni storici

In analogia con il panorama americano, lo stesso anno del crollo del Silver Bridge in America, in Italia avviene il crollo di un ponte che iniziò la discussione nel nostro paese sul controllo e sulla sicurezza dei ponti stradali. Il 18 gennaio del 1967 due arcate centrali del Ponte di Ariccia caddero giù rovinosamente provocando morti e feriti. Un episodio che ripescando qualche giornale dell'epoca fu vissuto in modo tragicamente simile a quello del Ponte Morandi a Genova del 14 agosto 2018. Il ponte scavalcava un burrone con un salto di 312 metri, sull'Appia, all'ingresso di Ariccia, a 27 chilometri dalla capitale e il crollo, stando alle cronache del tempo, avvenne verso le 00:23, travolgendo alcune auto che stavano transitando nei due sensi.

Figura 2-43 - Crollo ponte Ariccia 1967

Al di là della cronaca è però da sottolineare il numero di riferimenti, parole, circostanze e ipotesi che somigliano in modo incredibile ali dibattiti odierni. Una volta smentita l'ipotesi di una bomba, *'La stampa'* scriveva: "Già da due anni erano state segnalate fessure nel viadotto crollato ad Ariccia"(**figura 1.35**). E ancora: "Alcuni abitanti affermano di avere riferito al Comune - Ma gli uffici competenti lo negano". Le lesioni, secondo l'articolo, erano state riscontrate nelle strutture ricostruite dopo la distruzione nel periodo bellico. E poi il solito quesito emerse all'istante: abbattere il Ponte dell'Ottocento o ricostruirlo ex novo? Furono ascoltati all'epoca alcuni operai che fra il 1946 e il 1948 lavorarono con l'Impresa che ricostruì quasi tutto il ponte. "Appare sicuro – concludevano le prime deduzioni - che la causa del crollo è del "ordine statico", ma altri propendevano per le infiltrazioni d'acqua

Forse dovrà essere abbattuto per intero e ricostruito

Già da due anni erano state segnalate fessure nel viadotto crollato ad Ariccia

Alcuni abitanti affermano di avere riferito al Comune - Ma gli uffici competenti lo negano - Le cause tecniche del disastro non sono state ancora accertate - Si cerca un'inchiesta

Il divorzio pu senza modific

Figura 2-44 - Articolo sul crollo del ponte di Ariccia

che, gelate, avevano fatto 'scoppiare' le arcate crollate. Altri ancora attribuiscono il disastro al traffico pesante, alle vibrazioni dei motori degli autotreni".

Un editoriale su 'La Stampa' di Vittorio Gorresio, il 20 gennaio del 1967, fu pubblicato con titolo inequivocabile: "Nessuno in Italia controlla i ponti" (**figura 1.45**). Di seguito alcuni passi fondamentali dell'articolo "Sembra che non esista una legge, fra le migliaia che il Parlamento ogni anno produce che preveda verifiche a scadenze periodiche di manufatti come ponti e strade"."a quanto pare la competenza non comporta iniziative, e tanto meno responsabilità di controlli regolari"."Le voci che ora corrono in paese è che tutti, da tempo, sapessero che il ponte pericolava. Tutti dicevano che l'acqua filtrava e che piovevano sassi. Furono messe 'biff' e 'spie' di vetro, e si racconta che si spaccarono, fino dal 1955".

LA STAMPA

LA LEGGE LI IGNORA

Nessuno in Italia controlla i ponti

L'incontro tra i sindacati e i ministri

Lo Stato non è in grado di concedere gli aumenti chiesti dai suoi dipendenti

Figura 2-45 - Stralcio articolo sui ponti "la Stampa"

Riferendosi al crollo del ponte di Ariccia, l'incipit della prima normativa italiana del settore recita: "Recenti gravi avvenimenti interessanti la stabilità delle opere d'arte e manufatti stradali ripropongono la considerazione della necessità di organizzare nel modo più efficiente il necessario controllo periodico delle condizioni statiche delle opere stesse…"

La normativa di cui si para è la **Circ. Min. LL.PP. No 6736/61A1**, «*Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali*» del 19/07/1967, costituisce tuttora una norma vigente e ad essa si riferiscono ancora oggi tutti i manuali di manutenzione e ispezione dei vari gestori stradali in Italia. Questa normativa è formata da poche pagine e in forma discorsiva che fornisce indicazioni operative di cui si riassumono i passi più interessanti

Il personale addetto alla manutenzione ispeziona durante la sua normale attività quotidiana i manufatti mediante un esame di superficie delle strutture visibili tendente ad accertare l'insorgere di eventuali anomalie esterne e deve immediatamente segnalare tali fatti all'Ufficio da cui dipende.

Detto Ufficio dispone ogni ispezione o controllo che le dette informazioni dovessero suggerire o consigliare. Indipendentemente dalle segnalazioni del personale addetto alla manutenzione, i capireparto, i geometri addetti alla zona,

i tecnici di tronco o capizona, effettuano una volta almeno ogni trimestre un'ispezione a tutti i manufatti di loro pertinenza, per accertare lo stato di conservazione delle strutture. A seguito di ogni ispezione trimestrale deve essere redatto un rapporto da conservare cronologicamente nell'apposito fascicolo.

Il controllo straordinario sulle condizioni statiche dei manufatti deve essere esperito anche ogni qualvolta qualche sintomo, notizia, fatto dia adito a convincimento che qualcosa non sia normale nella stabilità delle strutture o nell'assetto del terreno e pertinenze circostanti. Il controllo straordinario è molto accurato e viene eseguito sotto la diretta responsabilità degli Ingegneri addetti alla zona od al tronco che redigono al riguardo un apposito rapporto, da conservare anch'esso nell'apposito fascicolo relativo al controllo periodico della stabilità delle opere d'arte. Un esame generale e completo dei manufatti più importanti deve essere, poi, eseguito dai predetti ingegneri di zona o di tronco, almeno una volta all'anno. Una speciale attenzione deve essere, in tali casi, portata alle strutture verticali (pilastri, pile, colonne, spalle, muri andatori, ecc.) gli appoggi delle strutture orizzontali, alle travature, agli archi, annotando ogni particolare ritenuto importante ai fini della documentazione e della redazione dell'apposito rapporto ispezionale

Dopo un lungo periodo di silenzio, si riparla specificamente della cura dei ponti esistenti a livello normativo nella **Circ. Min. LL.PP. No 220977**, «*Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali*» del 11/11/1980, nel successivo D.M. del 04/05/1990 di aggiornamento e, in particolare, nella **Circ. Min. LL.PP. No 34233**, «*Istruzioni relative alla Normativa Tecnica dei ponti stradali*» del 25/02/1991.

Quest'ultima, in un capitolo dedicato alla gestione dei ponti stradali esistenti, definisce le attività demandate agli Enti Gestori, ovvero: vigilanza, ispezione, manutenzione e interventi statici (restauro-adeguamento-ristrutturazione).

Il 'Nuovo Codice della Strada', D.Lgs. del 30/04/1992 ribadisce l'obbligo dell'ente gestore di 'provvedere alla manutenzione, gestione e pulizia della sede stradale e delle relative pertinenze per assicurare la sicurezza degli utenti'. Ai sensi del Codice della Strada, il D.M. LL.PP. del 01/06/2001, "Modalità di istituzione e aggiornamento del Catasto delle strade", impone in seguito ai gestori la costituzione di un catasto stradale, in accordo a determinati requisiti.

Si arriva infine al D.M. del 14/01/2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC), aggiornato dal D.M. del 17/01/2018 (**figura 1.37**) e dalla Circolare Esplicativa No 35/2019 del 11/02/2019, che costituiscono il riferimento normativo corrente per gli operatori del settore.

2.5.2 La normativa attuale

I contenuti di seguito riportati sono degli stralci del documento "Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», DECRETO 17 gennaio 2018, atti a descrivere sommariamente il procedimento di valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, in particolare dei ponti stradali, in Italia. La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale

GAZZETTA UFFICIALE
DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA — Roma - Martedì, 20 febbraio 2018 — SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI NON FESTIVI

N. 8

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE
E DEI TRASPORTI

DECRETO 17 gennaio 2018.

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

Figura 2-46 - Norme Tecniche per le Costruzioni 17/01/18

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidezza;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali quali interventi di riparazione, interventi di miglioramento o interventi di adeguamento;

- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

La valutazione della sicurezza delle opere esistenti deve essere effettuata in rapporto a quella richiesta per gli edifici nuovi, per questo le NTC introducono due parametri che rappresentano i fattori indicativi per un rapido confronto tra azione sopportabile di una struttura esistente e quella richiesta per il nuovo.

ζ_E definito come il rapporto tra azione massima sopportabile dalla struttura e azione sismica che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche

$\zeta_{v,i}$ definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se:

- L'uso della costruzione possa continuare senza interventi
- L'uso debba essere modificato tramite limitazioni e/o cautele nell'uso per il caso specifico dei ponti
- Sia necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi

In particolare, il valore $\zeta_{v,i}$ può essere calcolato tramite la seguente equazione

$$\zeta_{v,i} = \frac{R_{d,solo\ variabile,i}}{E_{ed,solo\ traffico\ NTC18}}$$

dove:

$E_{ed,solo\ traffico\ NTC18} =$ valore di progetto del traffico che si utilizzerebbe per una costruzione nuova, in particolare la combinazione allo SLU

$R_{d,solo\ variabile} =$ valore massimo di sovraccarico variabile verticale sopportabile dall'elemento.

In particolare, i carichi da traffico sono dati da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato nello schema in **figura 2.47** e determinati allo SLU tramite il coefficiente di sicurezza descritto in tabella della **figura 2.48.**

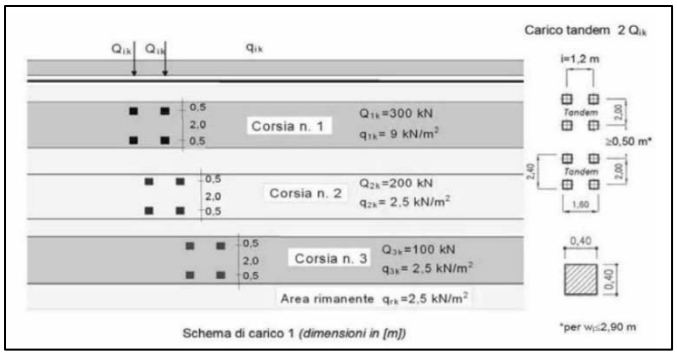


Figura 2-47 - Schema di carico 1 NTC18

strutturali [2] g_2	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli		0,00	0,00	0,00

Figura 2-48 - Coefficienti di sicurezza parziali azioni da traffico NTC18

Per quanto riguarda il calcolo delle resistenze, valgono le regole descritte nel **cap. 4.1.2.3** delle **NTC18,** in particolare, per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al **cap. 8.5.3** delle **NTC18**, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto (**figura 2.49**)

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e ***indagini limitate*** in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e ***prove limitate*** in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini estese*** in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con ***prove limitate*** in situ; in alternativa da ***prove estese*** in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini esaustive*** in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con ***prove estese*** in situ; in alternativa da ***prove esaustive*** in situ	Tutti	1,00

Figura 2-49 - Livelli di conoscenza opere esistenti NTC18

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto. Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del *D.Lgs. 42/2004*, di beni di interesse. I valori di progetto delle resistenze

meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

I principali problemi della NTC derivavano dal fatto che la normativa non imponeva una verifica nel caso "revisioni della normativa o della zonazione", questo vuol dire che per ponti vicini alla loro vita utile e progettati con regolamenti superati, non è prevista nessuna verifica se non in caso di significativi fenomeni di degrado, inoltre, l'espressione significativi fenomeni di degrado" è generica e si presta a valutazioni e interpretazioni soggettive.

Una soluzione ai problemi precedente descritti deriva dalla pubblicazione delle *"Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti"* in data 17/04/2020.

Con questo documento si forniscono, finalmente, per tutto il territorio nazionale, indicazioni univoche e uniformi, oltre che di alto livello tecnico-scientifico per il censimento, la classificazione e la gestione dei rischi, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti. Si danno quindi metodi e criteri di valutazione e di intervento che permetteranno di uniformare le valutazioni e le decisioni a livello nazionale, conducendole all'obiettivo della massima qualità e sicurezza delle infrastrutture nazionali, quale scheletro portante dello sviluppo dell'Italia. Le Linee Guida presentano un approccio multi-livello (**figura 2.50**) che prevede valutazioni speditive da applicarsi localmente ai ponti esistenti nei livelli più bassi dell'approccio e valutazioni accurate e di dettaglio nei livelli più alti, questi ultimi solo per un numero limitato di opere, selezionate attraverso un sistema di classificazione basato sulla stima della classe di attenzione eseguita con riferimento ai parametri caratterizzanti tipicamente le valutazioni di rischio: pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

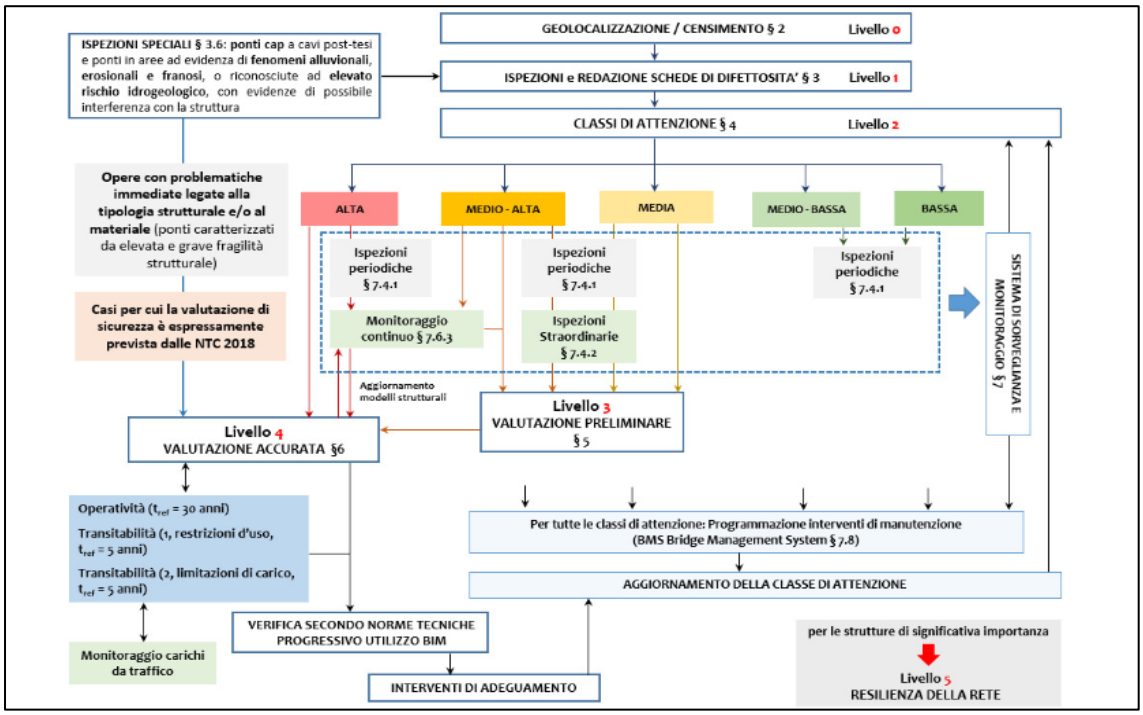
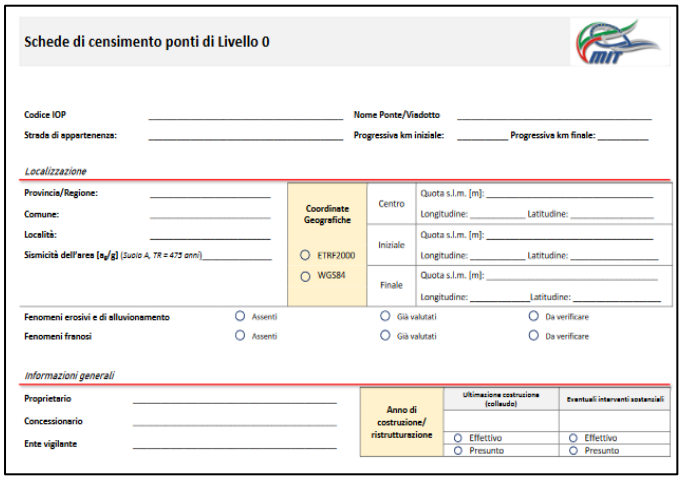


Figura 2-50 - Schema approccio multilivello secondo le Nuove Linee Guida


Schede di censimento ponti di Livello 0

Codice IOP _____ Nome Ponte/Viadotto _____
Strada di appartenenza: _____ Progressiva km iniziale: _____ Progressiva km finale: _____

Localizzazione

Provincia/Regione: _____
Comune: _____
Località: _____
Sismicità dell'area (a_g/g) (Suolo A, TR = 475 anni) _____

Coordinate Geografiche		
○ ETRF2000	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
○ WGS84	Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
	Finale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____

Fenomeni erosivi e di alluvionamento	○ Assenti	○ Già valutati	○ Da verificare
Fenomeni franosi	○ Assenti	○ Già valutati	○ Da verificare

Informazioni generali

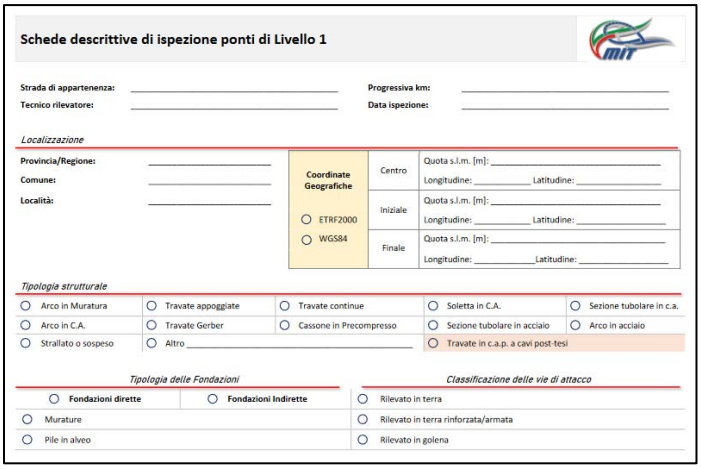
Proprietario _____
Concessionario _____
Ente vigilante _____

Anno di costruzione/ ristrutturazione	Ultimazione costruzione (collaudo)	Eventuali interventi sostanziali
	○ Effettivo ○ Presunto	○ Effettivo ○ Presunto

Figura 2-51 - Stralcio scheda di censimento ponti Livello 0

Il **Livello 0** prevede il censimento di tutte le opere e delle informazioni più rilevanti, raccolte mediante l'analisi della documentazione disponibile a livello documentale, archivistico o di banche-dati territoriali, stilando, per ogni ponte, un'apposita "scheda di censimento" contenente i dati utili per le successive valutazioni e strutturata coerentemente all'archivio nazionale delle Opere Pubbliche, AINOP. In **figura 2.51**, a titolo di esempio, uno stralcio delle schede di ispezione.

Le informazioni del censimento di Livello 0 sono confermate o integrate dai dati raccolti mediante l'esecuzione di ispezioni visive in situ, previste dal **Livello 1**, tese inoltre a rilevare l'attuale stato di conservazione delle strutture individuando, con l'ausilio di schede di rilievo, la presenza e la gravità di eventuali fenomeni di degrado e di difettosità. Allo stesso modo, mediante apposite schede di rilievo predisposte e allegate alle linee guida, sono rilevate le potenziali condizioni di rischio associate ad eventi franosi o ad azioni idrodinamiche. In (**figura 2.52**) a titolo di esempio, uno stralcio delle schede di ispezione


Schede descrittive di ispezione ponti di Livello 1

Strada di appartenenza: _____ Progressiva km: _____
Tecnico rilevatore: _____ Data ispezione: _____

Localizzazione

Provincia/Regione: _____
Comune: _____
Località: _____

Coordinate Geografiche		
ETRF2000 / WGS84	Centro	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
	Iniziale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____
	Finale	Quota s.l.m. [m]: _____ Longitudine: _____ Latitudine: _____

Tipologia strutturale

Arco in Muratura	Travate appoggiate	Travate continue	Soletta in C.A.	Sezione tubolare in c.a.
Arco in C.A.	Travate Gerber	Cassone in Precompresso	Sezione tubolare in acciaio	Arco in acciaio
Strallato o sospeso	Altro _____		Travate in c.a.p. a cavi post-tesi	

Tipologia delle Fondazioni		*Classificazione delle vie di attacco*
Fondazioni dirette	Fondazioni Indirette	Rilevato in terra
Murature		Rilevato in terra rinforzata/armata
Pile in alveo		Rilevato in golena

Figura 2-52 - Stralcio scheda d'ispezione ponti livello 1

A tutti i ponti censiti ed ispezionati si applicherà quindi la metodologia di classificazione prevista dal:

Livello 2. Questa rappresenta il focus centrale dell'approccio, dai cui risultati dipendono i provvedimenti e quindi l'applicazione dei livelli successivi di analisi. Il metodo di classificazione prevede la determinazione, per ogni ponte, della "Classe di Attenzione complessiva".

Essa è il risultato della combinazione di 4 distinte classi di attenzione legate a 4 differenti tipologie di rischio

- Rischio strutturale e fondazionale
- Rischio sismico
- Rischio frane
- Rischio idraulico

La determinazione di ciascuna CdA è il risultato della combinazione di fattori di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione.

	Parametri primari	Parametri secondari
Pericolosità	Entità dei carichi presenti con particolare riferimento al transito di trasporto eccezionale	-
Vulnerabilità	Livello di difettosità Schema statico, luce, materiale e numero di campate	Rapidità di evoluzione del degrado Norma di progettazione
Esposizione	Livello di TGM e luce media della campata	Alternative stradali Tipologia di ente scavalcato Trasporto di merci pericolose

Figura 2-53 - shema di determinazione della classe di attenzione

Operativamente, si procede individuando per ognuna delle quattro tipologie di rischio prima citate i parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, ritenuti maggiormente significativi e distinti a loro volta in parametri primari e parametri secondari, a titolo di esempio si riportano in **figura 2.53** i parametri primari e secondari per la tipologia di rischio strutturale e fondazionale

A seconda del valore dei parametri primari si individuano 5 classi: bassa, medio-bassa, media, medio-alta, alta, definite con criteri e range di variazione specifici per ogni parametro. Tali classi sono poi corrette, dal valore dei parametri secondari, individuando in tal modo la classe di pericolosità, la classe di vulnerabilità e la classe di esposizione del ponte. Queste ultime sono quindi combinate tra loro e forniscono la classe di attenzione dell'opera, anch'essa declinata nelle solite cinque classi, come schematizzato in **figura 2.54**.

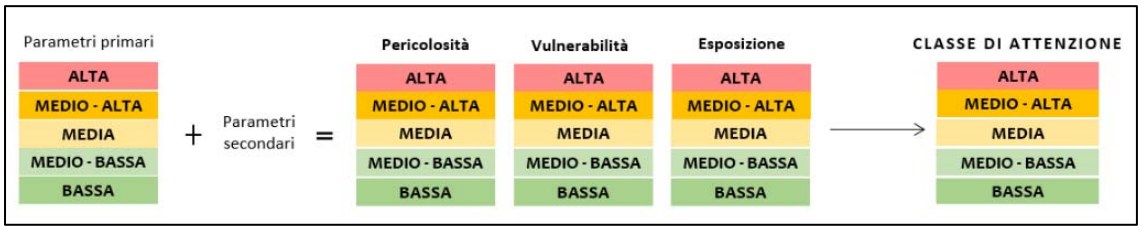


Figura 2-54 - Schema di determinazioned ella classe di attenzione

Il procedimento si ripete per le 4 tipologie di rischio individuate, le quali, una volta note si combinano tra loro al fine di ottenere la classe di attenzione complessiva del ponte. Quest'ultima fornisce indicazioni sull'esigenza di procedere con valutazioni più approfondite e di dettaglio.

Si utilizzano, però, classi e operatori logici, mentre non appaiono mai indici numerici o operazioni volte alla determinazione di indici di rischio. La classe di attenzione complessiva rappresenta quindi una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle verifiche nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari, ma senza poter raggiungere l'accuratezza dei risultati di un'analisi di rischio completa.

Le linee guida, dopo aver fornito gli strumenti necessari per la determinazione della classe di attenzione, passano alle indicazioni per le valutazioni preliminari di sicurezza previste dal **Livello 3** dell'approccio, da applicare nel caso di classe di attenzione *Medio-alta*. La valutazione preliminare della sicurezza essenzialmente è basata sul confronto tra le risorse garantite dalle norme utilizzate all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti.

Per esempio, il rapporto tra le sollecitazioni indotte dai carichi di progettazione e quelle indotte dai carichi attualmente previsti dalle Norme Tecniche permette di stimare, se pur preliminarmente, le risorse minime garantite dall'applicazione della normativa di progettazione nei confronti della domanda calcolata secondo le Norme attuali, sulla base delle quali determinare la necessità di eseguire valutazioni accurate di Livello 4.

Il **livello 4** dell'approccio multilivello è dedicato ai ponti con classe di attenzione Alta, in particolare, alle valutazioni accurate della sicurezza in attuazione delle vigenti Norme tecniche per le Costruzioni, assumendo come riferimento il capitolo 8 delle Norme Tecniche delle Costruzioni come descritto all'inizio del paragrafo 1.5 del presente documento.

Il **Livello 5** non è esplicitamente trattato nelle linee guida pur delineando le indicazioni generali per un futuro sviluppo per l'individuazione delle procedure per la valutazione della rilevanza trasportistica delle diverse opere da analizzare.

3 Metodi di ispezione dei ponti esistenti

3.1 La metodologia attuale: le ispezioni visive

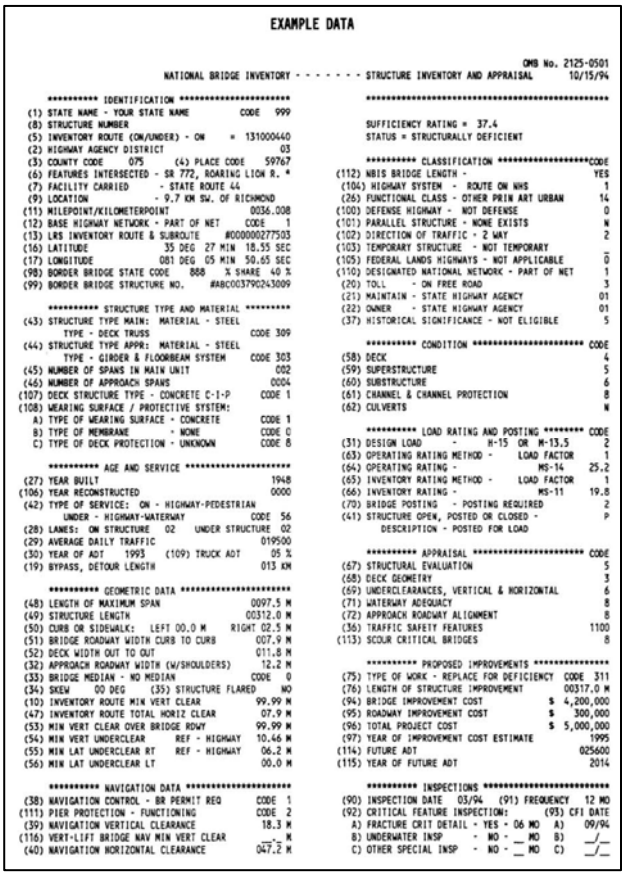
3.1.1 AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges

L'ispezione visiva è la tecnica base, più comune ed utilizzata per la valutazione delle strutture esistenti, in particolare quelle di ponti e viadotti. Le indicazioni più complete e approfondite sono fornite dal *AASHTO Manual for Condition Evaluation of Bridges,* nel quale sono descritte, in dettaglio, i tipi di ispezione tipicamente effettuati e le qualifiche minime che un ispettore visivo deve possedere.

Le condizioni di un ponte cambiano nel tempo e proprio per questo motivo variano con esso il tipo di ispezione richiesto. In particolare, si hanno cinque tipi di ispezione, ciascuno dei quali rappresenta un livello di approfondimento e frequenza diverso, ai quali si possono associare poi delle prove sui materiali, i diversi livelli saranno descritti nel seguito.

Ispezione iniziale

È la prima ispezione che ha luogo a seguito di nuova costruzione o del trasferimento di proprietà del ponte. I risultati dell'ispezione iniziale vengono utilizzati per raccogliere i dati richiesti per l'inventario e la valutazione della struttura, poi per stabilire le condizioni di base del ponte. Di solito si prevede inoltre che l'ispezione iniziale identifichi elementi critici per la frattura e altri elementi che potrebbero richiedere attenzione in futuro.



EXAMPLE DATA

OMB No. 2125-0501
NATIONAL BRIDGE INVENTORY - - - - - - - STRUCTURE INVENTORY AND APPRAISAL 10/15/94

********** IDENTIFICATION **********
(1) STATE NAME - YOUR STATE NAME CODE 999
(8) STRUCTURE NUMBER
(5) INVENTORY ROUTE (ON/UNDER) - ON = 131000440
(2) HIGHWAY AGENCY DISTRICT 03
(3) COUNTY CODE 075 (4) PLACE CODE 59767
(6) FEATURES INTERSECTED - SR 772, ROARING LION R. *
(7) FACILITY CARRIED - STATE ROUTE 44
(9) LOCATION - 9.7 KM SW. OF RICHMOND
(11) MILEPOINT/KILOMETERPOINT 0036.008
(12) BASE HIGHWAY NETWORK - PART OF NET CODE 1
(13) LRS INVENTORY ROUTE & SUBROUTE #000000277503
(16) LATITUDE 35 DEG 27 MIN 18.55 SEC
(17) LONGITUDE 081 DEG 05 MIN 50.65 SEC
(98) BORDER BRIDGE STATE CODE 888 % SHARE 40 %
(99) BORDER BRIDGE STRUCTURE NO. #ABC00379024300 9

********** STRUCTURE TYPE AND MATERIAL *********
(43) STRUCTURE TYPE MAIN: MATERIAL - STEEL
TYPE - DECK TRUSS CODE 309
(44) STRUCTURE TYPE APPR: MATERIAL - STEEL
TYPE - GIRDER & FLOORBEAM SYSTEM CODE 303
(45) NUMBER OF SPANS IN MAIN UNIT 002
(46) NUMBER OF APPROACH SPANS 0004
(107) DECK STRUCTURE TYPE - CONCRETE C-I-P CODE 1
(108) WEARING SURFACE / PROTECTIVE SYSTEM:
A) TYPE OF WEARING SURFACE - CONCRETE CODE 1
B) TYPE OF MEMBRANE - NONE CODE 0
C) TYPE OF DECK PROTECTION - UNKNOWN CODE 8

********** AGE AND SERVICE **********
(27) YEAR BUILT 1948
(106) YEAR RECONSTRUCTED 0000
(42) TYPE OF SERVICE: ON - HIGHWAY-PEDESTRIAN
UNDER - HIGHWAY-WATERWAY CODE 56
(28) LANES: ON STRUCTURE 02 UNDER STRUCTURE 02
(29) AVERAGE DAILY TRAFFIC 019500
(30) YEAR OF ADT 1993 (109) TRUCK ADT 05 %
(19) BYPASS, DETOUR LENGTH 013 KM

********** GEOMETRIC DATA **********
(48) LENGTH OF MAXIMUM SPAN 0097.5 M
(49) STRUCTURE LENGTH 00312.0 M
(50) CURB OR SIDEWALK: LEFT 00.0 M RIGHT 02.5 M
(51) BRIDGE ROADWAY WIDTH CURB TO CURB 007.9 M
(52) DECK WIDTH OUT TO OUT 011.8 M
(32) APPROACH ROADWAY WIDTH (W/SHOULDERS) 12.2 M
(33) BRIDGE MEDIAN - NO MEDIAN CODE 0
(34) SKEW 00 DEG (35) STRUCTURE FLARED NO
(10) INVENTORY ROUTE MIN VERT CLEAR 99.99 M
(47) INVENTORY ROUTE TOTAL HORIZ CLEAR 07.9 M
(53) MIN VERT CLEAR OVER BRIDGE RDWY 99.99 M
(54) MIN VERT UNDERCLEAR REF - HIGHWAY 10.46 M
(55) MIN LAT UNDERCLEAR RT REF - HIGHWAY 06.2 M
(56) MIN LAT UNDERCLEAR LT 00.0 M

********** NAVIGATION DATA **********
(38) NAVIGATION CONTROL - BR PERMIT REQ CODE 1
(111) PIER PROTECTION - FUNCTIONING CODE 2
(39) NAVIGATION VERTICAL CLEARANCE 18.3 M
(116) VERT-LIFT BRIDGE NAV MIN VERT CLEAR __.__ M
(40) NAVIGATION HORIZONTAL CLEARANCE 047.2 M

****
SUFFICIENCY RATING = 37.4
STATUS = STRUCTURALLY DEFICIENT

********** CLASSIFICATION **********CODE
(112) NBIS BRIDGE LENGTH - YES
(104) HIGHWAY SYSTEM - ROUTE ON NHS 1
(26) FUNCTIONAL CLASS - OTHER PRIN ART URBAN 14
(100) DEFENSE HIGHWAY - NOT DEFENSE 0
(101) PARALLEL STRUCTURE - NONE EXISTS N
(102) DIRECTION OF TRAFFIC - 2 WAY 2
(103) TEMPORARY STRUCTURE - NOT TEMPORARY _
(105) FEDERAL LANDS HIGHWAYS - NOT APPLICABLE 0
(110) DESIGNATED NATIONAL NETWORK - PART OF NET 1
(20) TOLL - ON FREE ROAD 3
(21) MAINTAIN - STATE HIGHWAY AGENCY 01
(22) OWNER - STATE HIGHWAY AGENCY 01
(37) HISTORICAL SIGNIFICANCE - NOT ELIGIBLE 5

********** CONDITION ********** CODE
(58) DECK 4
(59) SUPERSTRUCTURE 5
(60) SUBSTRUCTURE 6
(61) CHANNEL & CHANNEL PROTECTION 8
(62) CULVERTS N

********** LOAD RATING AND POSTING ******** CODE
(31) DESIGN LOAD - H-15 OR M-13.5 2
(63) OPERATING RATING METHOD - LOAD FACTOR 1
(64) OPERATING RATING - MS-14 25.2
(65) INVENTORY RATING METHOD - LOAD FACTOR 1
(66) INVENTORY RATING - MS-11 19.8
(70) BRIDGE POSTING - POSTING REQUIRED 2
(41) STRUCTURE OPEN, POSTED OR CLOSED - P
DESCRIPTION - POSTED FOR LOAD

********** APPRAISAL ********** CODE
(67) STRUCTURAL EVALUATION 5
(68) DECK GEOMETRY 3
(69) UNDERCLEARANCES, VERTICAL & HORIZONTAL 6
(71) WATERWAY ADEQUACY 8
(72) APPROACH ROADWAY ALIGNMENT 8
(36) TRAFFIC SAFETY FEATURES 1100
(113) SCOUR CRITICAL BRIDGES 8

********** PROPOSED IMPROVEMENTS **********
(75) TYPE OF WORK - REPLACE FOR DEFICIENCY CODE 311
(76) LENGTH OF STRUCTURE IMPROVEMENT 00317.0 M
(94) BRIDGE IMPROVEMENT COST $ 4,200,000
(95) ROADWAY IMPROVEMENT COST $ 300,000
(96) TOTAL PROJECT COST $ 5,000,000
(97) YEAR OF IMPROVEMENT COST ESTIMATE 1995
(114) FUTURE ADT 025600
(115) YEAR OF FUTURE ADT 2014

********** INSPECTIONS **********
(90) INSPECTION DATE 03/94 (91) FREQUENCY 12 MO
(92) CRITICAL FEATURE INSPECTION: (93) CFI DATE
A) FRACTURE CRIT DETAIL - YES - 06 MO A) 09/94
B) UNDERWATER INSP - NO - __ MO B) __/__
C) OTHER SPECIAL INSP - NO - __ MO C) __/__

Figura 3-1 - Esempio dati National Bridge Inventory

Ispezione di routine

Le ispezioni di routine sono i tipi più comuni di ispezioni effettuate sui ponti autostradali, il loro principale obiettivo è determinare, quantificare e annotare le condizioni fisiche generali del ponte, inoltre, dovrebbe fornire informazioni sulla funzionalità del ponte e identificare eventuali modifiche che potrebbero essersi verificate dalle ispezioni precedenti. Generalmente sono condotte dal ponte o dal livello del suolo, queste ispezioni devono soddisfare tutti i requisiti del NBIS in termini di informazioni raccolte e le qualifiche della squadra ispettiva. Durante un'ispezione di routine l'intero ponte è sottoposto a verifica, però l'ispettore è tenuto a soffermarsi maggiormente sulle aree individuate nelle precedenti ispezioni come più a rischio in modo da valutare attentamente l'evoluzione dell'eventuale fenomeno di degrado. Il risultato dell'ispezione è poi riassunto in un report che consiste delle informazioni raccolte per ogni elemento corredate da fotografie e descrizioni dettagliate, in seguito al report l'ispettore può raccomandare eventuali operazioni di manutenzione o riparazione.

Ispezione dei danni

Figura 3-2 - Ispezione di danni

Quando su un'opera è nota la presenza di un danno o deterioramento allora si effettua questo tipo di ispezione finalizzata per valutare la severità del danno e l'eventuale necessità di limitazioni al traffico o la chiusura completa. Se viene riscontrato un danno significativo, l'ispettore è tenuto a effettuare misurazioni dettagliate degli elementi danneggiati ed eventalmente calcoli di capacità portante in loco per valutare la transitabilità del ponte in sicurezza.

Ispezione approfondita

Le ispezioni approfondite sono di solito delle ispezioni programmate a seguito di una ispezione dei danni, l'obiettivo principale è identificare dei dettagli o delle caratteristiche strutturali che non possono essere rilevate durante una semplice ispezione di routine. Spesso questo tipo di ispezioni sono effettuate tramite delle

Figura 3-3 - Ispezione approfondita

attrezzature che permettono all'ispettore di avvicinarsi agevolmente e riuscire a raccogliere più informazioni possibili sul danno, i tipici mezzi usati sono *snooper truck* oppure *bucket truck*, dato l'approfondimento richiesto, in questo caso si è soliti effettuare delle indagini del tipo test non distruttivi, i quali devono essere poi documentati dettagliatamente a seguito dell'ispezione.

Ispezioni speciali

L'ispezione speciale è generalmente di natura molto mirata e tipicamente utilizzata per monitorare la condizione, o il cambiamento di condizione, di un problema noto o sospetto, è generalmente molto limitata e di portata precisa, e consiste solo nella precisa valutazione del problema.

3.1.2 Linee guida FHWA per la valutazione delle malte per ponti a cavi post-tesi

3.1.2.1 Obiettivi dell'ispezione

L'obiettivo delle linee guida in oggetto (**figura 3.4**) è quello di elaborare una procedura di valutazione dei difetti nelle malte da iniezione per i cavi da post-tensione dei ponti esistenti. La procedura di campionamento delle malte difettose viene effettuata analizzandole sia dal punto di vista chimico che fisico, cercando di estrarre un numero statisticamente significativo di campioni per una stima attendibile della suscettibilità alla corrosione dei trefoli. Inoltre, la presente indagine è tale per cui non ci sia un impatto negativo sulla durabilità dell'opera a seguito delle prove effettuate.

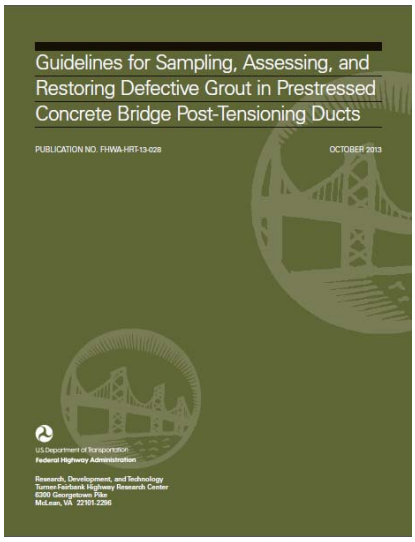


Figura 3-4 - Linee guida FHWA cavi post-tesi

In particolare sono affrontati i seguenti argomenti:

- I tipi di cavi da cui devono essere prelevati i campioni di malta.
- Numero di campioni di malta richiesto da ciascun tipo di cavo.
- Spiegazione dei metodi proposti per il recupero dei campioni di malta al fine di non compromettere la durabilità futura dell'opera.
- Raccomandazioni riguardanti la quantità di stucco e le prove necessarie per la caratterizzazione delle proprietà.
- Proposta di una procedura sistematica per la valutazione e la registrazione della composizione del gruppo di campioni al fine di definirne la qualità e stimarne le prestazioni future.
- Procedure di riparazione/riabilitazione raccomandate per i cavi al fine di minimizzare l'impatto sulla durabilità futura causato dal prelievo.
- linea guida per un percorso decisionale basato sui risultati dell'analisi delle malte.

In questo documento ci si concentrerà, in particolare, sulla procedura di valutazione del numero minimo di campioni da prelevare e sulle linee guida di decision-making sui risultati dell'analisi delle malte.

In alcuni casi, i gestori di ponti possono preoccuparsi solo della contaminazione da Cl^-. Pertanto, le linee guida per l'ispezione fornite in questo documento contengono due opzioni con due diversi piani di ispezione.

• Opzione 1: ispezione della concentrazione di Cl^- nella malta di iniezione dei cavi.

• Opzione 2: ispezione per tutte i difetti della malta, inclusa la determinazione della concentrazione di Cl^-.

In entrambe le opzioni, l'ispezione viene eseguita su due livelli. Sapendo che i test invasivi possono creare dei percorsi che consentono agli agenti corrosivi di accedere ai trefoli e causare corrosione se il tendine non viene adeguatamente ripristinato. Il livello 1 ha lo scopo di fornire un'indicazione iniziale delle condizioni della malta in termini di test preliminari di screening, mentre il livello 2 fornisce un risultato più completo e di maggiore fiducia.

3.1.2.2 Numero minimo di campioni da prelevare

A favore di sintesi viene di seguito descritta sommariamente la procedura di valutazione del numero minimo di campioni da prelevare per una corretta stima delle condizioni di esercizio dei cavi.

1. Revisione dei disegni di progetto, relazioni di calcolo, specifiche dei cavi e identificazione di tutti i tipi di cavi presenti al fine di **determinare il numero di cavi per ciascuna tipologia presente nell'opera.**

I fattori che influenzano il rischio sono definiti tramite una serie di tabelle per opportune categorie designate. Ad ogni categoria sono assegnati valori numerici da 1 a 5, dove 1 è nel caso di effeti a bassa intensità o poco probabili, 3 è intermedia e 5 se le conseguenze sarebbero molto elevate.

2. **Determinazione della probabilità di indicatori di difetto**

   Di seguito sono indicate le tabelle che stimano la probabilità di presenza di difetti nei cavi:

   - Condizioni del ponte e performance di esercizio

Problemi sulla funzionalità dell'opera quali crepe visibili, decolorazione del calcestruzzo, o scarse prestazioni della manodopera in fase di costruzione (o una combinazione di questi) sono considerati tramite l'assegnazione del valore in (**figura 3.5**)

Bridge Condition	Description	Value
Poor	Very high degradation probability	5
Moderate	High degradation probability	4
Good	Average degradation probability	3
Very Good	Low degradation probability	2
Excellent	Very low degradation probability	1

Figura 3-5 - Parametri condizioni del ponte

- Progetto originale

La presenza del progetto originale oppure di precedenti ispezioni influenza la stima del rischio associato all'opera, la (**figura 3.6**) propone di considerare questo indicatore di rischio tramite l'associazione di determinati valori.

Construction and Inspection Records	Value
No construction and inspection records exist	5
Limited construction and inspection records exist	4
Some construction and inspection records exist	3
Comprehensive construction and inspection records exist	2
Very comprehensive construction and inspection records exist	1

Figura 3-6 - Parametri progetto originale del ponte

- Valutazione visiva

La valutazione visiva è un importante strumento preliminare per la selezione delle aree problematiche e per la stima della probabilità di difetti strutturali più gravi. Gli indicatori di difetto, per le categorie di controllo visivo, sono elencati nella (**figura 3.7**).

Visual Inspection Category	Major Defect	Moderate Defect	Small Defect	Very Small Defect	No Defect
Signs of grout leakage	5	4	3	2	1
Workmanship	5	4	3	2	1
Cracked concrete	5	4	3	2	1
Duct condition (external PT)	5	4	3	2	1
Voids (external PT)	5	4	3	2	1
Signs of water leakage	5	4	3	2	1
Corrosion protection	5	4	3	2	1

Figura 3-7 - Parametri valutazione visva del ponte

- Geometria e lunghezza dei cavi

È stato osservato che è improbabile che vi siano malte difettose in cavi corti e diritti o con piccoli cambiamenti di curvatura. La probabilità di un difetto è maggiore per i tendini lunghi a più campate con grandi cambiamenti di curvatura e grandi distanze tra i punti più bassi e più alti. Gli indicatori di probabilità di difetto per le categorie di forma del tendine sono elencati nella (**figura 3.8**).

Tendon Geometry and Length	Value
Long multispan tendons with large curvature changes/large distance between lowest and highest points; tall vertical tendons	5
Short single-span tendons with large curvature changes/large distance between lowest and highest points; short vertical tendons	4
Long tendons with small curvature changes	3
Long straight tendons or short tendons with small curvature changes	2
Short straight/horizontal tendons	1

Figura 3-8 - Parametri geometria dei cavi del ponte

La probabilità complessiva degli indicatori di difetto P è determinata come somma pesata dei fattori come indicato di seguito:

$$P' = \sum P_i W_i$$

Con
P_i= probabilità parziale dell'indicatore di difetto
W_i= fattore di peso del'indicatore come rappresentato in (**figura 3.9**).

Probability of Defect Indicator	Weight
Overall bridge condition	0.15
Construction and inspection records	0.15
Visual evaluations	0.30
Tendon geometry and length	0.40

Figura 3-9 - Peso dell'indicatore di difetto

3. Determinazione della conseguenza dell'indicatore di collasso

- Costo di manutenzione/sostituzione cavi danneggiati

Il costo di riparazione/sostituzione rappresenta la spesa economica che sarebbe necessaria per ripristinare la piena funzionalità della struttura dopo che gli elementi sono stati danneggiati o rotti. La (**figura 3.10**) presenta i valori che indicano la conseguenza degli indicatori di collasso.

Rank	Cost of Repair or Tendon Replacement
Very high	5
High	4
Moderate	3
Low	2
Very low	1

Figura 3-10 - Parametri costo di manutenzione

- Robustezza dell'opera

La robustezza è generalmente definita come la capacità di un sistema strutturale di sopportare carichi dopo un danno parziale o un cedimento di elementi (**figura3.11**).

Element/Tendon Redundancy	Value
Loss of some tendons will cause a catastrophic failure	5
Loss of some tendons will cause severe distress to the structure—repairable	4
Loss of some tendons will decrease the capacity of the structural system—possible need for posting, no structural distress	3
Sufficient safety reserve exists. Loss of a small number of tendons will slightly impact the capacity, but the system can remain in service without posting	2
Tendon does not contribute to the resistance of the structural system	1

Figura 3-11 - Parametri robustezza dell'opera

- Importanza del ponte

In questa categoria è considerata la criticità del ponte come elemento del sistema di trasporto.

Bridge Importance	Value
Critical bridges	5
Non-critical bridges	3

Figura 3-12 - Parametri importanza del ponte

Ai ponti principali, che trasportano grandi volumi di traffico, si assegna un numero elevato, mentre ai ponti in un'area rurale con bassi volumi di traffico si assegna un numero basso (**figura 3.12**).
La conseguenza del collasso complessiva si assegna tramite somma pesata come di seguito indicato:

$$C = \sum C_i W_i$$

Con
C_i= probabilità parziale dell'indicatore di collasso
W_i= fattore di peso del'indicatore come rappresentato in (**figura 3.13**)

Consequence of Failure Indicator	Weight
Cost for repair/tendon replacement	0.4
Element redundancy	0.4
Criticality of the bridge	0.2

Figura 3-13 - Peso dell'indicatore di collasso

4. **Stima del rischio**
Si procede alla stima complesiva del rischio tramite la seguente formula e successivamente come indicato in (**figura 3.14**):

$$Risk = P \ x \ C$$

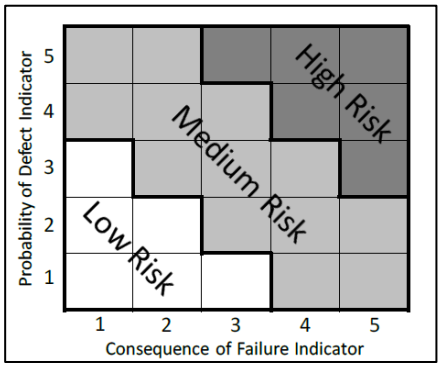


Figura 3-14 - Matrice di stima del rischio

5. **Stima della frazione di cavi con malta difettosa non rilevati**

Il numero minimo consigliato di cavi campionati dipende dal rischio dell'elemento e dalla possibilità di creare disagio alla struttura attraverso un'ispezione intrusiva. Il numero accettabile di tendini con malta difettosa non rilevata è inferiore per elementi ad alto rischio. Quindi, in accordo alla presente (**figura 3.15**):

Element Risk	Structural Impact Caused by Sampling		
	High	Medium	Low
High	20 percent deficient	10 percent deficient	10 percent deficient
Medium	30 percent deficient	20 percent deficient	10 percent deficient
Low	30 percent deficient	30 percent deficient	20 percent deficient

Figura 3-15 - Stima frazione di cavi difettosi non rilevati

6. **Determinazione del numero minimo di cavi da campionare**

A seconda se l'ispezione è di livello 1 o livello 2 si utilizzano rispettivamente le seguenti (**figure 3.16 a-b**) per la stima del numero di cavi minimo da campionare:

Number of Identified Tendons	Percent of Tendons with Deficient Grout		
	10 Percent	20 Percent	30 Percent
10	8	5	3
20	10	5	4
50	12	6	4
100	12	6	4
150	13	6	4
200	13	6	4
500	13	6	4
> 1,000	13	6	4

Number of Identified Tendons	Percent of Tendons with Deficient Grout		
	10 Percent	20 Percent	30 Percent
10	10	7	6
20	15	10	6
50	22	12	7
100	25	13	8
150	26	13	8
200	26	13	8
500	27	13	8
> 1,000	28	13	8

Figure 3-16 a-b - n° minimo cavi da campionare

Si associano, quindi, al numero di tondini da campionare la relatiiva posizione di prelievo.

3.1.2.3 Linee guida per un percorso decisionale

I fattori che contribuiscono a determinare le azioni di risposta ai risultati ottenuti sono la presenza di acqua libera, l'entità di qualsiasi corrosione del trefolo e la possibilità di verificarsi fratture del trefolo. Si presenta una guida decisionale generalizzata basata su una categorizzazione di Cl^- e sull'entità di corrosione e fratture del trefolo, considerando i problemi della malta liquida e i fattori di composizione.

La seguente (**figura 3.17**), prende in considerazione soltanto le considerazioni chimiche come riferimento per il percorso decisionale, in accordo con un approccio di livello 1

CD[a]					
CD1	$Cl^- \leq 0.08$	X			
CD2	$0.08 < Cl^- \leq 0.20$		X		
CD3*	$0.2 < Cl^- \leq 0.50$[b]			X	
CD4	$Cl^- > 0.50$[b]				X
		Grade			
Action		**1**	**5**	**7**	**9**
A1	None	X			
A2	Expand sampling			X	X
A3	Reinspect in 5 years		X		
A4	Reinspect in 2 years			X	X
A5	Tendon monitoring			X	X

Figura 3-17 - Percorso decisionale livello 1

La seguente (**figura 3.18**) prende, invece, sia in considerazione gli aspetti difettologici di tipo chimico sia gli aspetti difettologici di tipo fisico (struttura della malta e presenza di eventuali vuoti d'aria, corrosione del trefolo o fratture del trefolo), Sulla base dei risultati per entrambi opzione di ispezione, ai singoli tendini viene assegnato un grado da 1 a 10: maggiore è il grado, più problematica è la condizione del cavo.

CD[a]											
CD1	$Cl^- \leq 0.08$	X	X	X	X						
CD2	$0.08 < Cl^- \leq 0.20$					X	X				
CD3*	$0.2 < Cl^- \leq 0.50$							X	X		
CD4	$Cl^- > 0.50$									X	X
PD											
PD0	Sound grout	X									
PD1	Grout air pocket		X	X	X	X	X	X	X	X	X
PD2	Exposed strand/tendon			X	X	X	X	X	X	X	X
PD3	Soft or segregated grout				X	X	X	X	X	X	X
PD4	Tendon surface corrosion (no section loss)						X	X	X	X	X
PD5	Tendon surface corrosion (< 5 percent section loss)								X	X	X
PD6	Tendon with partial or full fracture (≥ 5 percent section loss)										X
		Grade									
Action		**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
A1	None	X	X								
A2	Expand sampling							X	X	X	X
A3	Reinspect in 5 years				X	X	X				
A4	Reinspect in 2 years							X	X	X	X
A5	Tendon monitoring							X	X	X	X
A6	Consider repairing deficiency as necessary[b]		X	X	X	X	X	X	X	X	X
A7	Structural evaluation/load rating										X
A8	Tendon replacement										X

Figura 3-18 - Percorso decisionale livello 2

3.1.3 La normativa cogente italiana

Ministero dell'Interno

GABINETTO DEL MINISTRO

N. Uff III-Prot.Civ. 17005/110

Roma, *data del protocollo*

AI SIGG.RI PREFETTI DELLA REPUBBLICA

LORO SEDI

AI SIGG.RI COMMISSARI DEL GOVERNO PER LE PROVINCE DI

TRENTO e BOLZANO

AL SIG. PRESIDENTE DELLA GIUNTA REGIONALE DELLA VALLE D'AOSTA

AOSTA

e, p.c. AL MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI

AL DIPARTIMENTO DELLA PUBBLICA SICUREZZA

AI DIPARTIMENTO DEI VIGILI DEL FUOCO, DEL SOCCORSO PUBBLICO E DELLA DIFESA CIVILE

SEDE

OGGETTO: Circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 7 luglio 2020, recante disposizioni in materia di controlli delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali.

Figura 3-19 - Circolare Ministeriale n° 6736-61-A1 del 19/7/67

Nel nostro paese, il riferimento normativo è rappresentato dalla Circolare Ministeriale n° 6736-61-A1 del 19/7/67 "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali"(**figura 3.19**).

In particolare, nel capitolo dedicato alle disposizioni operative per controlli si stabilisce quanto segue.

Il personale addetto alla manutenzione ispeziona durante la sua normale attività quotidiana i manufatti e le opere d'arte, mediante un esame di superficie delle strutture visibili tendente ad accertare ogni fatto nuovo, l'insorgere di eventuali anomalie esterne, distacchi, cedimenti, movimenti, nonché scoscendimenti o franamenti del terreno e deve immediatamente segnalare tali fatti all'Ufficio da cui dipende.

Detto Ufficio, quando esistono segnalazioni del genere, dispone senza alcun indugio ogni ispezione o controllo che le dette informazioni dovessero suggerire o consigliare. Indipendentemente, però, dalle segnalazioni effettuate, una volta almeno ogni trimestre si effettua un'ispezione a tutti i manufatti di pertinenza, per accertare lo stato di consistenza e di conservazione delle strutture, A seguito del quale si deve redigere un rapporto sintetico dell'ispezione.

Un esame generale e completo dei manufatti più importanti deve essere eseguito dagli ingegneri di zona o di tronco, almeno una volta all'anno, avuto riguardo anche alla vulnerabilità delle opere ed al tipo di struttura resistente, mediante anche saggi ed ispezioni, ove occorrano, alle parti non visibili. Da parte dei gestori deve essere effettuata una verifica di stabilità dei manufatti per i quali possano insorgere dubbi circa l'idoneità dell'opera, per mutate condizioni di carico o dei luoghi.

3.1.4 La metodologia adottata da Autostrade per l'Italia

3.1.4.1 Premessa

Il Manuale della Sorveglianza, Ambito Ispezioni Visive, rappresenta una guida completa alle procedure e alle tecniche di ispezione visiva sulle opere d'arte maggiori della rete costituite da opere d'arte sottopassanti e sovrapassanti rispetto al nastro autostradale con una lunghezza, considerata da spalla a spalla, maggiore od uguale a 10 metri.

Figura 3-20 - Manuale della sorveglianza ASPI

In particolare, si forniscono i requisiti e le indicazioni operative in merito a:

- tipi di ispezione;
- relative frequenze;
- modalità esecutive delle ispezioni;
- qualifica del personale addetto all'esecuzione delle ispezioni;
- modalità di documentazione degli esiti dell'attività di ispezione;
- alimentazione della base dati informatica di supporto alla gestione della sorveglianza delle opere d'arte.

Lo scopo primario della sorveglianza delle opere d'arte è quello di caratterizzare lo stato di conservazione delle opere e di monitorarlo nel tempo, gli esiti della sorveglianza sono funzionali a molteplici attività:

- Pianificazione degli interventi di riparazione e/o di adeguamento;
- Valutazione del rischio dell'opera e aggiornamento della Classe di Attenzione ai sensi delle LG20;
- Condivisione dei dati sullo stato delle opere nell'Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP);
- individuazione delle situazioni in cui ricorrere ad interventi di manutenzione ordinaria ricorrente (MOR).

In particolare, nell'ambito delle ispezioni, il manuale suggerisce che Il sistema di sorveglianza, si basi su un sistema di ispezioni volte ad una vigilanza permanente dello stato di conservazione e della statica delle opere, da eseguire sulla base della documentazione disponibile, e volto ad accertare periodicamente

le condizioni di stabilità dell'opera e dei suoi elementi strutturali e lo stato di conservazione delle strutture stesse e delle parti accessorie.

In particolare le ispezioni, di norma visive, sono finalizzate al rilievo dei difetti causati dal degrado, dall'uso o da fenomeni ambientali nelle componenti strutturali e accessorie dall'opera. Si tratta di difetti che presentino manifestazioni esterne e che possano essere valutati mediante semplici misure e prove non distruttive. Nell'ambito dell'ispezione deve anche essere prestata attenzione alle situazioni di contorno, di natura idraulica o geologica, potenzialmente pericolose per l'integrità e la funzionalità dell'opera stessa.

La vigilanza è prevista con periodicità opportunamente rapportata al grado tecnico dell'accertamento.

In particolare, ai fini del presente manuale, le ispezioni si distinguono in:

- Ispezioni ordinarie (di base e avanzate), di frequenza trimestrale per le ispezioni ordinarie di base (a meno che non diversamente specificato dal Piano di Manutenzione) e frequenza annuale per le ispezioni ordinarie avanzate.
- Ispezioni straordinarie (a chiamata e di approfondimento), le quali non hanno una frequenza prefissata.

3.1.4.2 Modalità esecutive dell'ispezione

La prima fase dell'ispezione è la scomposizione dell'oggetto, che passa prima dalla codifica dell'opera; Le opere della rete ASPI sono catalogati mediante un doppio sistema, cioè una codifica alfanumerica "parlante" di 10 digit *(CODICE STONE*) e una chiave informatica (*CHIAVE AGE*) (**figura 3.21**).

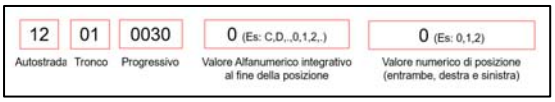


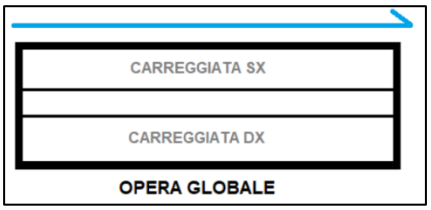
Figura 3-21 - sistema codifica alfanumerica ASPI

Le opere d'arte sono classificate in opere globali, cioè che hanno elementi di interconnessione con le altre opere globali ma che possono contenere una o più opere parziali.

Sulla rete Autostrade per l'Italia sono presenti le seguenti tipologie di opere globali:

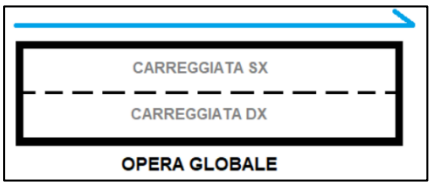
OPERA SINGOLARE A PIÙ IMPALCATI

Le carreggiate sono sorrette da impalcati separati, ma esistono delle parti d'opera o componenti in comune alle 2 carreggiate.



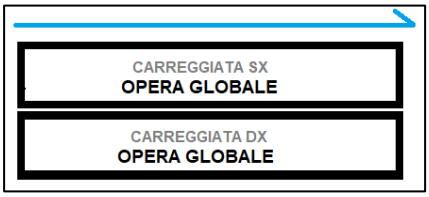
OPERA SINGOLARE AD IMPALCATO UNICO

Le carreggiate sono sorrette da un impalcato unico.



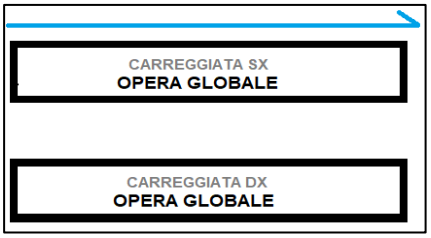
OPERA ADIACENTE AD UN'ALTRA, COSTRUITA IN PERIODI DIVERSI

Le carreggiate sono sorrette da due opere globali distinte (nessun elemento in comune)



OPERA VICINA AD UN'ALTRA, COSTRUITA NELLO STESSO PERIODO

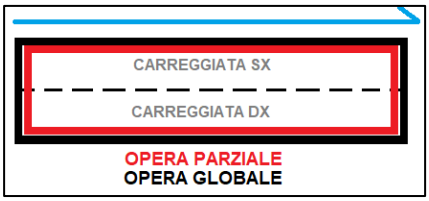
Le carreggiate sono sorrette da due opere globali distinte (non ha elementi in comune con quella adiacente, oppure li ha ma fanno riferimento ad un altro percorso)



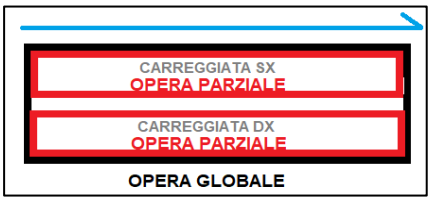
Le casistiche di opere parziali sono le seguenti:

OPERA PARZIALE SINGOLA

se l'impalcato è unico e corrisponde all'opera globale

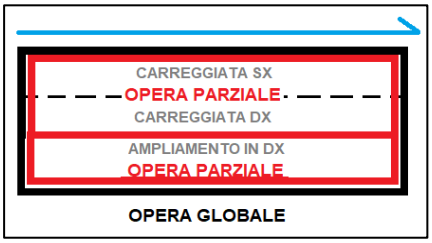


OPERA PARZIALE MULTIPLA IN PRIMO IMPIANTO



Si definisce multipla (maggiore di uno) se la sezione trasversale è composta da impalcati separati

OPERA PARZIALE MULTIPLA IN AMPLIAMENTO



Corrisponde agli ampliamenti se l'ampliamento prevede lo scarico a terra mediante nuove spalle o nuove pile

Ogni opera, sia essa globale o parziale, ai fini dell'attribuzione dei difetti, è scomposta in parti d'opera(**figura 3.22**), a loro volta suddivise in componenti. Le parti d'opera delle opere sottopassanti e dei cavalcavia sono:

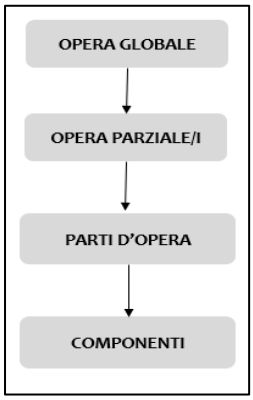


Figura 3-22 - Scomposizione opera ASPI

-Fondazioni;
-Spalle;
-Pile;
-Archi;
-Impalcati;
-Fila di appoggi;
-Giunti;
-Apparecchi sismici.

Ogni parte d'opera è costituita da più componenti (**figura 3.23**), che fanno anch'essi parte dell'opera, sui quali devono essere censiti i difetti.

FONDAZIONI	SPALLE	PILE	ARCHI	IMPALCATI	FILE DI APPOGGI	GIUNTI	APPARECCHI SISMICI
Plinto (compresa platea)	Elevazione	Elevazione	Struttura principale	Solettone	Dispositivi di appoggio	Portale o Monaco	Dispositivi
Pali (compreso palo pila)	Paraghiaia	Pulvino	Soletta	Travi	Baggiolo	Soletta Intermedia	Ritegni sismici
Pozzo	Contrafforte	Interconnessioni trasversali (compresi diaframmi)	Interconnessioni trasversali (compresi diaframmi)	Trasversi	Cerniere di taglio	Dispositivi di giunto	
Cassone	Trave cuscino	Interconnessioni longitudinali	Interconnessioni longitudinali	Anime		Massetto	
			Timpano	Controsoletta			
			Interconnessioni longitudinali tra pile	Puntone			
				Soletta			

Figura 3-23 - Parti d'opera ASPI

Prima di effettuare le ispezioni si procede al recupero di tutta la documentazione riguardante lo stato dell'opera, l'accessibilità alla stessa nonché tutta l'eventuale documentazione relativa agli interventi successivi al primo impianto, funzionali alla conoscenza dell'opera ai fini di una accurata valutazione dello stato dell'opera.

Nel corso delle ispezioni visive, attraverso il software dedicato, vengono censiti e aggiunti tutti i difetti evidenziati almeno sul **componente**, le tipologie di difetto censibili sulle opere d'arte sono riportate nel *Catalogo dei Difetti*, documento di riferimento essenziale per la caratterizzazione dei difetti così come individuati a seguito di un'ispezione visiva.

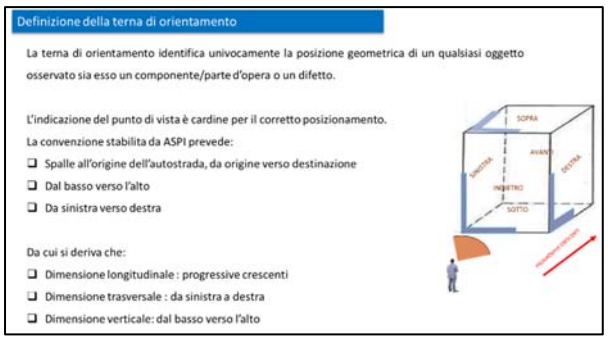


Figura 3-24 - Sistema di riferimento localizzazione difetti ASPI

La localizzazione del difetto sul componente è effettuata tenendo in considerazione i diversi punti di osservazione possibili seguendo la terna di orientamento che segue le regole sintetizzate nella (**figura 3.24**).

Per ogni difetto censito si è chiamati a indicare e scegliere, oltre alla localizzazione spaziale, la caratterizzazione dello stesso attraverso tre appositi parametri:

U - ***ubicazione***, che tiene in conto, se presente, del posizionamento del difetto su componenti strutturali diverse o su parti di componenti specifiche;

I - ***intensità***, che misura lo stadio del difetto e la sua possibile evoluzione;

E - *estensione*, che misura lo sviluppo del difetto sul componente ed è valutata, il più delle volte, tramite un rapporto tra superfici o lunghezze.

I tre parametri (Ubicazione, Intensità ed Estensione) sono stati opportunamente descritti e declarati in ciascuna scheda monografica del Catalogo dei Difetti, a seconda delle peculiarità del singolo difetto.

G1	*Difetto di lieve entità; ridotta o nulla probabilità di evoluzione; ridotta o nulla causa di innesco di altri difetti, nessuna incidenza sull'efficienza statica e/o funzionale della parte.*
G2	*Difetto di lieve entità; bassa probabilità di evoluzione e/o causa di innesco di altri difetti; nessuna incidenza sull'efficienza statica di parti principali; molto bassa su parti secondarie; possibile incidenza sull'efficienza funzionale della parte.*
G3	*Difetto di media entità; probabilità di evoluzione in modo progressivo e controllabile; buona probabilità di causa di innesco di altri difetti; presente per lo più su parti strutturali secondarie o su elementi strutturali non sottili; trascurabile incidenza sull'efficienza statica della parte, possibile incidenza sull'efficienza funzionale della parte.*
G4	*Difetto di medio/elevata entità; con elevato potenziale di evoluzione: se presente su parti d'opera principali, possibile incipiente incidenza sull'efficienza statica e/o funzionale; se su parti secondarie, apprezzabile incidenza sull'efficienza statica e/o funzionale della parte.*
G5	*Difetto di elevata entità con elevato potenziale di evoluzione anche rapida; presente solo su parti d'opera principali; ha incidenza sull'efficienza statica e funzionale di parti d'opera.*

Figura 3-25 - Caratterizzazione difetti ASPI

La metodologia alla base della caratterizzazione dei difetti consiste nell'attribuzione, ad ognuno di essi di una o due classi di gravità intrinseca (da G1 a G5) che dipendono dall'entità del difetto, dalla probabilità di evoluzione dello stesso, da un possibile innesco di altri difetti, dall'eventuale incidenza sull'efficacia statica, dalla presenza sulle parti secondarie e dall'incidenza sull'efficienza funzionale; si è quindi introdotta, sulla base degli elementi precedentemente menzionati, la seguente (**figura 3.25**).

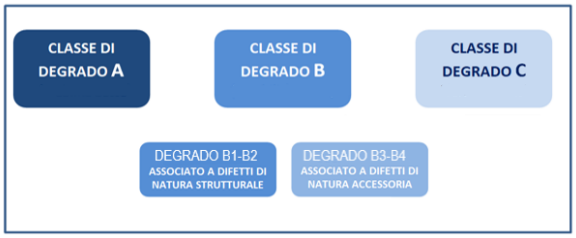


Figura 3-26 - Identificazione clasi di degrado ASPI

Per ogni classe di gravità intrinseca, la combinazione della classe di intensità con quella di estensione determina il giudizio di difettosità, descritto da 8 classi a difettosità crescente, individuate da un parametro alfa-numerico (*C2-C1-B4-B3-B2-B1-A2-A1*) funzionale a graduare i livelli nell'ambito delle tre principali classi di degrado: (A – B – C) (**figura 3.26**).

U_1		INTENSITÀ		
		BASSA	MEDIA	ALTA
ESTENSIONE	BASSA	C2	C1	C1
	MEDIA	C1	C1	B4
	ALTA	C1	B4	B4

Figura 3-27 - Matrice giudizio di difettosità ASPI

Il giudizio di difettosità assume quindi, per ciascuna eventuale ubicazione, una forma matriciale come illustrato in (**figura 3.27**).

Il giudizio di difettosità dell'opera è espresso attraverso un Indice di Degrado Totale dell'opera in base logaritmica (I_{LOG}) che segue la seguente regola:

$$I_{LOG} = \log_B \sum_{i=1}^{n} B^{I_i}$$

dove:

$n =$ numero totale dei difetti dell'opera;

$B =$ coefficiente pari a 10; da tarare in funzione dei risultati;

$I_i =$ indice di degrado associato alla classe dell'i-esimo difetto.

Classe	I
A1	8
A2	7
B1	6
B2	5
B3	4
B4	3
C1	2
C2	1

Figura 3-28 - Valori coefficiente I

In particolare, il coefficiente B è una misura del numero di voti di una determinata classe che equivalgono ad un unico difetto della classe immediatamente superiore, mentre il coefficiente I assume i valori indicati in (**figura 3.28**), in funzione della classe del singolo difetto.

Per poter avere un giudizio di difettosità medio dell'opera tale indice è "*mediato*" sul numero delle campate (nc) dell'opera ($I_{LOG,nc}$):

$$I_{LOG,nc} = log_B \left(\frac{B^{I_{LOG}}}{nc} \right)$$

Dal giudizio di difettosità medio globale si passa poi al "livello di difettosità", così come definito dalle LG del CSLP, cioè in 5 classi (da bassa ad alta) funzione della gravità, dell'intensità e dell'estensione dei difetti rilevati, nonché dell'elemento interessato da tali difetti e dalla sua rilevanza sul comportamento strutturale globale del ponte. Si propone quindi la corrispondenza tra giudizio di difettosità medio globale e livello di difettosità delle LG, funzionale all'attribuzione della classe di attenzione.

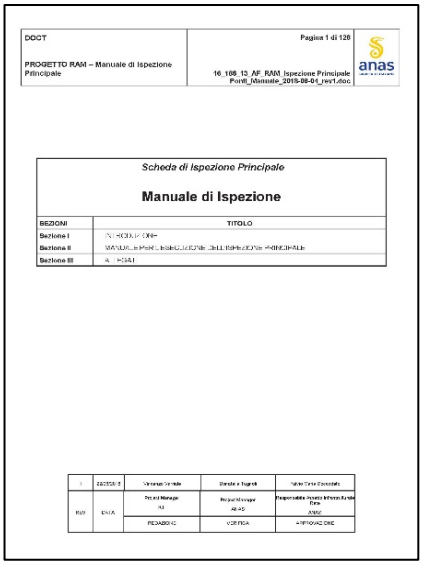
Classe	$I_{LOG,nc}$ (n=1 – nc=1)	Livello di difettosità (LG20)
A1	8	ALTO
A2	7	
B1	6	MEDIO - ALTO
B2	5	MEDIO
B3	4	MEDIO - BASSO
B4	3	
C1	2	BASSO
C2	1	

Figura 3-29 - Livello complessivo di difettosità dell'opera

Si precisa, infine, che la presenza di difetti critici o di difetti su parti o componenti critiche dell'opera comporterà un immediato passaggio al livello di difettosità medio-alto e alto, come previsto dalle LG.

3.1.5 La metodologia adottata da ANAS

Il documento di riferimento per le ispezioni delle opere d'arte della rete stradale gestita da ANAS è il Manuale di ispezione (**figura 3.30**), il quale, nell'ambito del sistema di gestione della manutenzione programmata, costituisce una guida all'esecuzione delle Ispezioni Principali dei Ponti e dei Viadotti.


DOCT
Pagina 1 di 128
PROGETTO RAM – Manuale di Ispezione Principale
16_108_13_AF_RAM_Ispezione Principale Ponti_Manuale_2015-08-01_rev1.doc
anas

Scheda di Ispezione Principale

Manuale di Ispezione

SEZIONI	TITOLO
Sezione I	[illegible]
Sezione II	[illegible]
Sezione III	[illegible]

1	28/05/15	[illegible]	[illegible]	[illegible]
REV	DATA	Project Manager [illegible]	Project Manager [illegible]	Responsabile Progetto Infrastrutture Fisse [illegible]
		REDAZIONE	VERIFICA	APPROVAZIONE

Figura 3-30 - Manuale d'ispezione ANAS

Sinteticamente, i livelli di ispezione contemplati nel manuale sono i seguenti:

- Ispezione Ricorrente, da eseguire su tutte le opere con frequenza trimestrale;
- Ispezione Principale, da eseguirsi sulle sole opere maggiori con frequenza annuale.
- Ispezione Approfondita, che, a differenza dell'ispezione principale prevede l'esecuzione di prove o indagini approfondite (distruttive e non distruttive)

L'ispezione principale è di tipo di visivo. Durante l'ispezione viene effettuato il controllo dello stato dell'opera sulla base del rilievo dei difetti presenti nei singoli componenti dell'opera, definiti da un elenco univoco codificato (Catalogo dei difetti SOAWE). Per ciascun difetto viene indicata l'estensione e la gravità dello stesso su una scala di valori da 1 (molto grave) a 5 (non grave).

Infatti, tali ispezioni hanno lo scopo di determinare le condizioni e la funzionalità dell'opera e degli elementi di cui è composta, fornendo i dati necessari per poter assegnare a ciascuna opera un giudizio che ne indichi sinteticamente il suo stato attuale, entrando così all'interno del ciclo della Manutenzione Programmata.

Per ciascun difetto, il voto viene attribuito per valutare la gravità della situazione riscontrata, in rapporto alla riduzione che il difetto stesso può indurre sul coefficiente di sicurezza, alla sua evolvibilità nel tempo, all'importanza della parte strutturale in cui si manifesta.

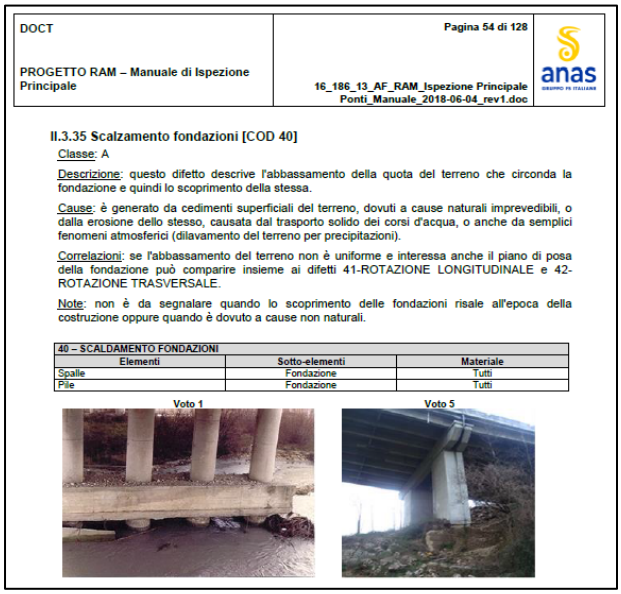
La scala dei valori da un minimo di 1 ad un massimo di 5, con il seguente significato per ciascuno dei voti:

1. Voto per i difetti che provocano una riduzione dei coefficienti di sicurezza tale da richiedere un intervento immediato;

2. Voto per i difetti la cui presenza ha influenza sulla statica, ma senza ridurre in maniera significativa i coefficienti di sicurezza. Si richiede intervento nel breve termine.

3. Voto per i difetti che richiedono un intervento a medio termine;

4. Voto per i difetti che si possono evolvere in altri difetti che richiedono interventi ma nel lungo termine.



DOCT | Pagina 54 di 128

PROGETTO RAM – Manuale di Ispezione Principale | 16_186_13_AF_RAM_Ispezione Principale Ponti_Manuale_2018-06-04_rev1.doc

II.3.35 Scalzamento fondazioni [COD 40]

Classe: A

Descrizione: questo difetto descrive l'abbassamento della quota del terreno che circonda la fondazione e quindi lo scoprimento della stessa.

Cause: è generato da cedimenti superficiali del terreno, dovuti a cause naturali imprevedibili, o dalla erosione dello stesso, causata dal trasporto solido dei corsi d'acqua, o anche da semplici fenomeni atmosferici (dilavamento del terreno per precipitazioni).

Correlazioni: se l'abbassamento del terreno non è uniforme e interessa anche il piano di posa della fondazione può comparire insieme ai difetti 41-ROTAZIONE LONGITUDINALE e 42-ROTAZIONE TRASVERSALE.

Note: non è da segnalare quando lo scoprimento delle fondazioni risale all'epoca della costruzione oppure quando è dovuto a cause non naturali.

40 – SCALDAMENTO FONDAZIONI		
Elementi	Sotto-elementi	Materiale
Spalle	Fondazione	Tutti
Pile	Fondazione	Tutti

Voto 1 — Voto 5

Figura 3-31 - Stralcio catalogo difetti ANAS

5. Voto per difetti che non richiedono interventi: il difetto non si evolve in altri difetti oppure il difetto si può evolvere in altri difetti che non richiedono interventi.

3.1.6 MIT Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti

In Italia, la sorveglianza ed il controllo delle opere d'arte stradali sono trattati e regolati dai seguenti documenti normativi cogenti:

la Circolare Ministeriale n° 6736-61-A1 del 19/7/67 "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali";

la Circolare Ministeriale del 25/02/91 "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".

Scheda Ispezione Ponti di Livello 1

3 | Pile N____ | Calcestruzzo | Strada di appartenenza: _____ | Progressiva km: _____ | Tecnico rilevatore: _____ | Data ispezione: __/__/____

Codice difetto	Descrizione difetto	vista	G	Estensione K1 0,2	Estensione K1 0,5	Estensione K1 1	Intensità K2 0,2	Intensità K2 0,5	Intensità K2 1	N° foto	PS	NA	NR	NP	Note
c.a/c.a.p._1	Macchie di umidità passiva	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a/c.a.p._2	Macchie di umidità attiva	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_1	Tracce di scolo	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._3	Cls dilavato / ammalorato	☐	3	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
Dif. Gen_2	Ristagni d'acqua	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._4	Vespai	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._5	Distacco del copriferro	☐	2	☐	☐	☐			☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._6	Armatura ossidata/corrosa	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._7	Lesioni a ragnatela modeste	☐	1	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._15	Lesioni in corrispondenza staffe	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._8	Fessure orizzontali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._9	Fessure verticali	☐	2	☐	☐	☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._10	Fessure diagonali	☐	5	☐	☐	☐	☐	☐	☐		☐	☐	☐	☐	
c.a./c.a.p._16	Staffe scoperte / ossidate	☐	3			☐	☐	☐	☐			☐	☐	☐	

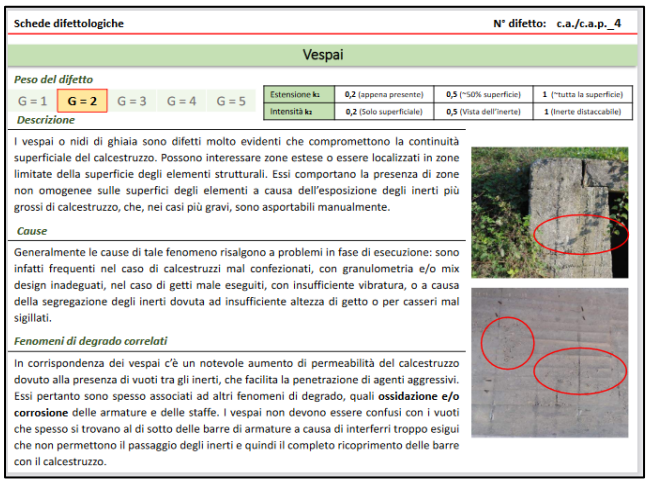
Figura 3-32 - Stralcio scheda ispezioni LLGG20

Il Livello 1 dell' approccio multilivello delle LLGG prevede l'esecuzione di ispezioni visive, in particolare, si richiede l'esecuzione di ispezioni finalizzate a

raccogliere informazioni circa le effettive caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera e del sito di costruzione e valutarne, seppur in maniera speditiva e sommaria, il grado di conservazione. Quest'ultimo obiettivo viene raggiunto tramite l'indicazione di specifici fenomeni di degrado e relativa estensione e intensità su delle *schede di difettosità*, del quale se ne riporta uno stralcio a titolo di esempio in (**figura 3.32**).

Sono previste schede di difettosità differenziate per ogni tipologia di elementi costituenti il ponte e materiale di realizzazione, ognuna delle quali ne riporta un elenco dei difetti tipici, numerati con un codice alfa-numerico corrispondente a quello identificativo delle schede di rilievo e valutazione dei difetti presente in alto a destra e visibile nell'esempio in (**figura 3.33**).

Ad ognuno dei difetti è associato un peso (G), variabile da 1 a 5: difetti meno gravi hanno peso 1, i difetti più gravi hanno peso 5 e nel caso in cui il difetto sia rilevato sulla struttura, occorre indicarne l'estensione, mediante il coefficiente k_1 variabile da 0,2 e 1,0, e l'intensità, mediante il coefficiente k_2, anch'esso variabile tra 0,2 e 1,0. I valori che possono assumere i due coefficienti sono indicati nelle schede di rilievo e valutazione dei difetti in (**figura 3.33**). Le ispezioni visive, in generale, sono dei tipi di ispezione relativamente semplici da comprendere poiché un ispettore si reca sul posto e tramite la sua esperienza giudica l'affidabilità e la sicurezza di un ponte.


Schede difettologiche N° difetto: c.a./c.a.p._4

Vespai

Peso del difetto

G = 1	G = 2	G = 3	G = 4	G = 5

Estensione k_1	0,2 (appena presente)	0,5 (~50% superficie)	1 (~tutta la superficie)
Intensità k_2	0,2 (Solo superficiale)	0,5 (Vista dell'inerte)	1 (Inerte distaccabile)

Descrizione

I vespai o nidi di ghiaia sono difetti molto evidenti che compromettono la continuità superficiale del calcestruzzo. Possono interessare zone estese o essere localizzati in zone limitate della superficie degli elementi strutturali. Essi comportano la presenza di zone non omogenee sulle superfici degli elementi a causa dell'esposizione degli inerti più grossi di calcestruzzo, che, nei casi più gravi, sono asportabili manualmente.

Cause

Generalmente le cause di tale fenomeno risalgono a problemi in fase di esecuzione: sono infatti frequenti nel caso di calcestruzzi mal confezionati, con granulometria e/o mix design inadeguati, nel caso di getti male eseguiti, con insufficiente vibratura, o a causa della segregazione degli inerti dovuta ad insufficiente altezza di getto o per casseri mal sigillati.

Fenomeni di degrado correlati

In corrispondenza dei vespai c'è un notevole aumento di permeabilità del calcestruzzo dovuto alla presenza di vuoti tra gli inerti, che facilita la penetrazione di agenti aggressivi. Essi pertanto sono spesso associati ad altri fenomeni di degrado, quali **ossidazione e/o corrosione** delle armature e delle staffe. I vespai non devono essere confusi con i vuoti che spesso si trovano al di sotto delle barre di armature a causa di interferri troppo esigui che non permettono il passaggio degli inerti e quindi il completo ricoprimento delle barre con il calcestruzzo.

Figura 3-33 - Esempio scheda di difettosità LLGG20

3.1.7 Studio per la valutazione dell'affidabilità delle ispezioni visive

Per valutare le vere capacità di questo tipo di ispezioni è stato condotto uno studio dal 1998 al 2001 presso il FHWA Nondestructive Validation Center (NDEVC). Durante questo studio, a 49 ispettori di 25 stati diversi è stato chiesto di ispezionare la stessa serie di ponti, i ponti oggetto dello studio erano rappresentativi di quelli negli Stati Uniti con condizioni che variavano da "come nuovo" a "fortemente deteriorato". Durante lo studio è stato chiesto agli ispettori di completare sia le ispezioni ordinarie che quelle approfondite seguendo le definizioni fornite precedentemente.

I risultati dello studio presentato sopra hanno illustrato alcune caratteristiche degne di nota delle ispezioni visive. In primo luogo, quelle di routine sono risultate essere condotte in molti modi diversi e ciò tende a produrre un'ampia varietà di risultati di ispezione. La variabilità principale risiede nell'assegnazione delle valutazioni delle condizioni per gli elementi primari del ponte in cui è stato riscontrato che le valutazioni delle condizioni variano in un intervallo di cinque su dieci possibili, in (**figure 3.34 a-b**) i risultati.

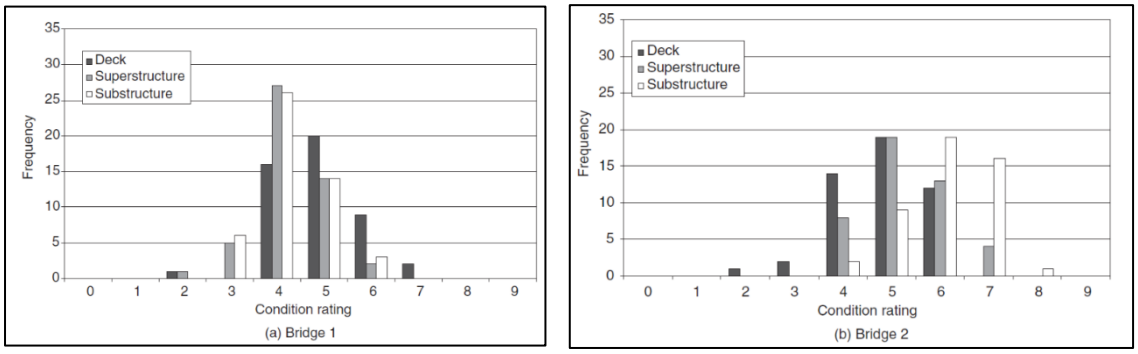


Figure 3-34 a-b - Risultati studio sull'efficacia delle ispezioni visive

In termini di ispezioni approfondite, sembra che, il più delle volte, queste ispezioni potrebbero non identificare i tipi di deterioramento/danno per cui sono tipicamente prescritte. Ad esempio, si è rivelato che l'ispezione approfondita di un ponte in acciaio non sia riuscita a identificare alcune cricche da fatica sufficientemente significative da richiedere ulteriori test di tipo non distruttivo o comunque gli approfondimenti necessari a quel tipo di difetto.

Per le problematiche sopra descritte può essere conveniente implementare un processo in cui per cicli di ispezione consecutivi non sia la stessa squadra a effettuare il lavoro in modo da identificare degli eventuali errori di valutazione ed evitare la propagazione dell'eventuale errore della prima squadra. Inoltre, si potrebbe pensare di eseguire una periodica "calibrazione" degli ispettori sottoponendoli alla valutazione dello stesso ponte con una discussione sulle eventuali differenze di risultati per eliminare l'incongruenza nelle procedure e nei risultati dell'ispezione. Il mondo delle ispezioni visive, pur essendo il metodo più utilizzato in giro per il mondo per la

Figura 3-35 - Ispezione visiva

valutazione dello stato di un'opera presenta dei limiti e delle difficoltà. In primo luogo, la conoscenza e l'esperienza dell'ispettore, insieme a vari altri fattori soggettivi, possono influenzare i risultati dell'ispezione. In secondo luogo, il processo di ispezione visiva tipicamente eseguita è incredibilmente laborioso e richiede tempo, soprattutto per i ponti a lunga campata, perché la compilazione dei piani di ispezione del ponte, nonché la raccolta e l'analisi dei dati tramite schede di valutazione o schede difettologiche, come visto nei due esempi di metodologia americana e italiana richiedono molte ore. Terzo, alcuni ponti hanno anche problemi di accessibilità e quindi potrebbero richiedere attrezzature aggiuntive come gru o camion per ispezionare il ponte. Infine, è anche pericoloso ispezionare visivamente i ponti che hanno veicoli in transito, con conseguenti rischi per la sicurezza degli ispettori.

3.1.8 Relazione d'ispezione redatta durante il tirocinio curricolare

La seguente relazione viene redatta a seguito di un'attività di ispezione eseguita a dicembre 2020 e fornisce un quadro dello stato di fatto del ponte sulla rampa sinistra per il ponte Punta Penna Pizzone (zona Solito) sulla SS 7ter dal km 5+200 al km 5+330, di competenza di Anas S.p.a., in provincia di Taranto (**figure 3.36 a-b**).

Figure 3-36 a-b - Localizzazione ponte oggetto di ispezione

La documentazione di riferimento utilizzata in parallelo per questa relazione è costituita sia dal *manuale di ispezione principale* di Anas s.p.a. sia dalle indicazioni fornite dalle *linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti* del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In riferimento al *manuale di ispezione principale* di Anas s.p.a. si precisa che la valutazione del difetto avviene attraverso due parametri.

- **Voto**: gravità del difetto, da esprimere su una scala da 1 (elemento in pessimo stato) a 5 (elemento in ottimo stato).
- **Estensione** (%): estensione percentuale da valutare rispetto alla misura totale del singolo elemento.

In entrambi i documenti sono presenti delle schede difettologiche che aiutano l'ispettore a individuare e identificare il difetto presente.

Descrizione dell'opera Il cavalcavia in oggetto è situato lungo la SS 7ter, precisamente al km 5+200 nel comune di Taranto. L'ispezione è stata effettuata nell'ambito delle ispezioni di routine di tipo "ispezioni principale" a cadenza annuale da parte del gestore Anas s.p.a.; tali ispezioni hanno lo scopo di determinare le condizioni e la funzionalità dell'opera e degli elementi di cui è composta, fornendo i dati necessari per poter assegnare a ciascuna opera un giudizio che ne indichi sinteticamente il suo stato attuale.

Il cavalcavia è un'opera d'arte stradale a singola carreggiata di lunghezza complessiva pari a 130 m costituito da una struttura scatolare in C.A. suddivisa in 6 campate di luce pari a circa 20 m a schema statico appoggio - appoggio. L'altezza tra intradosso dell'impalcato e piano campagna è variabile essendo il cavalcavia una rampa d'accesso al ponte Punta Penna Pizzone. L'implacato è sostenuto da 5 pile di tipo scatolare monofusto a sezione rettangolare, gli appoggi di tipo "carrello" sono disposti in uno schema tale da consentire gli spostamenti derivanti dalle dilatazioni termiche.

Figura 3-37 - Vista d'insieme ponte oggetto di ispezione

Spalle

Figura 3-38 - Vista spalla visibile

Alle estremità dell'opera gli impalcati sono sostenuti da spalle in C.A., di cui una non visibile per via di ostacoli naturali che ne impediscono la visibilità. La spalla al km 5+330 non presenta particolari difetti come visibile dalla seguente figura.

Pile

Sulle pile sono presenti difetti di tipo **Tracce di scolo [COD 31]** (**figura 3.39**).

Difetto generato dal ripetuto passaggio dell'acqua sulla superficie dell'elemento interessato, reso visibile, quando l'acqua non è presente, dagli effetti della azione chimica dei sali in essa disciolti. il difetto ha come possibile evoluzione in CLS DILAVATO/ AMMALORATO, ma al momento dell'

Figura 3-39 - Vista pila

ispezione non si ritiene che il CLS del fusto sia ammalorato. La causa del difetto è la mancanza di un sistema di smaltimento efficace delle acque meteoriche.

Al presente difetto è stato assegnato un **voto 2** e un'estensione pari al **40%** della superficie totale della pila

Impalcato

Sull'impalcato, in corrispondenza della terza campata sull'appoggio sinistro è presente un difetto di tipo **Lesioni Caratteristiche in Zona Appoggio [COD 57]** (**figura 3.40**).

Il difetto riguarda una singola lesione nei pressi dell'appoggio, precisamente sulla parte che appoggia ma non sul supporto, inoltre non riguarda gli apparecchi di appoggio. Per definizione, il difetto si trova nelle immediate vicinanze dell'appoggi, infatti, come visibile dalla foto è nell'intorno di 50 cm. Una causa potrebbe essere un non adeguato irrobustimento locale delle armature della struttura.

Figura 3-40 - Vista zona d'appoggio

Al presente difetto è stato assegnato un **voto 4** ma non un'estensione, trattandosi di un difetto locale.

Sempre sull'impalcato, in corrispondenza delle testate delle travi è presente il seguente difetto **CLS Dilavato / Ammalorato Testate [COD 108]** (**figura 3.41**).

Tale definizione indica diversi fenomeni di deterioramento che compaiono insieme o singolarmente sulla superficie in cls delle testate dei cassoni. Come è visibile dalla foto allegata il difetto, nello specifico, è il dilavamento della superficie e quindi la perdita dello strato superficiale di cls dovuto al frequente passaggio di acqua.

Figura 3-41 - Vista testate

La causa si può ricercare in un inefficace gestione delle acque meteoriche, oppure da acqua proveniente da giunti non correttamente sigillati o ammalorati.

Al seguente difetto si assegna un **voto 3** ma non un'estensione, trattandosi di un difetto locale in una specifica zona.

Sull'impalcato, in corrispondenza delle velette sono presenti dei difetti del tipo **Armatura Ordinaria Scoperta / Ossidata [COD 4]** (**figura 3.42**).

Al presente difetto si assegna un **voto 5** e un'estensione pari a **60%.**

Figura 3-42 - Vista difetti impalcato

Appoggi

In seguito all'ispezione visiva eseguita sull'opera non sono stati rilevati particolari difetti riguardanti gli apparecchi di appoggio.

Fondazioni

In seguito all'ispezione visiva eseguita sull'opera non sono stati rilevati particolari difetti riguardanti le fondazioni.

Giunti

I giunti non sono stati ispezionati durante l'ispezione oggetto di relazione.

3.2 Tecnologie innovative di ispezione dei ponti

3.2.1 Fotogrammetria

Nell'ottica di migliorare le ispezioni di routine che attualmente sono effettuate, in particolare, assicurare maggiore sicurezza agli incaricati, raccolta e gestione dei dati per la creazione di un *Archivio Informatico Nazionale delle Opere Pubbliche (AINOP)*, come programmato dalle Linee guida del CSLP si descrive di seguito un approccio fotogrammetrico per il rilievo e l'ispezione dei ponti stradali sia terrestre sia tramite apparecchi UAV, ossia velivoli senza guidatore.

La fotogrammetria si occupa di un insieme di procedure che consentono l'acquisizione di frame di oggetti fisici e la loro trasformazione in rappresentazione metrica; in particolare, la fotogrammetria digitale è il ramo che permette di trasformare immagini acquisite digitalmente, tipo le comuni fotografie, in ricostruzioni tridimensionali di oggetti architettonici al fine del rilievo geometrico o il controllo e ispezione di infrastrutture.

È possibile acquisire grandi quantità di dati garantendo quindi misurazioni accurate; inoltre, grazie allo sviluppo della velocità di calcolo, i tempi di elaborazione sono molto rapidi. Lo sviluppo e la riduzione dei costi delle tecnologie UAV ne ha permesso l'adozione nel rilevamento di aree di difficile accesso, nello specifico, si rivela un'ottima soluzione per le ispezioni e la valutazione dello stato di conservazione di ponti e viadotti.

Nel seguito, al fine di illustrare la tecnologia oggetto del capitolo si illustrerà il lavoro presentato nell'articolo "*UAV Photogrammetry for Concrete Bridge Inspection Using Object-Based Image Analysis*" di Zollini, Alicandro, Dominici, Quaresima, Giallonardo.

In questo lavoro è stato studiato il cavalcavia collocato in via Campi di Pile, nella zona industriale de L'Aquila, la presente opera è stata costruita stra la fine degli anni 80 e inizi anni 90 (**figura 3.43**). La lunghezza totale è pari a 225 m, e consiste in nove campate costituite da cinque travi ognuna, semplicemente appoggiate e di altezza variabile tra 1 m e 2 m.

Figura 3-43 - Cavalcavia via Campo di Pile

L'impalcato è sorretto da due spalle alle estremità e sei pile di altezza variabile, tutto in cemento armato.

Un'accurata ispezione visiva eseguita con il tradizionale metodo ha permesso di classificare e quantificare le forme di degrado presenti in modo da poter essere confrontate con i risultati ottenuti con il metodo fotogrammetrico e poterne valutare le prestazioni dal confronto tra i due metodi.

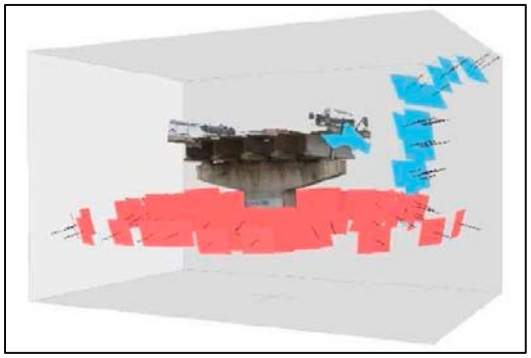


Figura 3-44 - Schema rilievo fotogrammetrico

Una volta scelta la seconda pila in direzione N-S come più rappresentativa, la prima fase della fase di acquisizione consiste nella pianificazione del rilievo. Si determina la distanza del rilievo pari a 5 m tramite le caratteristiche della camera e al fine di garantire un adeguata sovrapposizione trasversale tra le immagini e si effettua l'acquisizione di 125 fotogrammi, di cui 98 da terra e 27 tramite drone (**figura 3.44**). Per georefernziare e scalare il modello, sono stati acquisiti diversi *Ground Control Points* (GCP) e *Check Points* (CP) tramite stazione totale.

Infine, si è creato il modello 3D della pila in oggetto seguendo le seguenti fasi di elaborazione delle immagini: importazione delle immagini nel software Agisoft Metashape, allineamento delle immagini e rimozione di quelle di bassa qualità, successivamente si è passati all'elaborazione vera e propria del modello tridimensionale partendo dalla creazione della nuvola di punti, generazione della superficie di mesh e creazione della texture (**figura 3.45**).

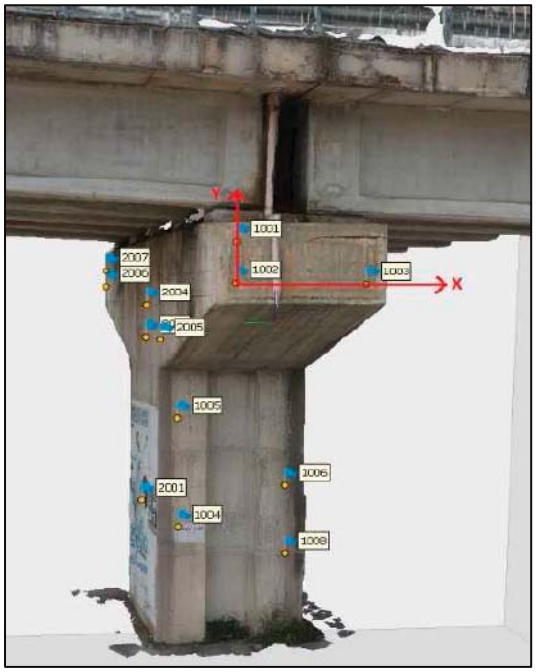


Figura 3-45 - Modello tridimensionale

La tecnica OBIA (Object based Image Analysis) è un metodo di analisi dell'immagine basato su oggetti, il che significa che le unità sono oggetti immagine anziché pixel, più precisamente, gli oggetti sono poligoni vettoriali generati dall'immagine raster (formata da una griglia di punti) tramite raggruppamento di pixel aventi caratteristiche simili. Il risultato finale sarà una mappa vettoriale composta da tutti gli oggetti in cui oltre alle coordinate spaziali e alle caratteristiche spettrali, all'oggetto sono associate informazioni semantiche. La tecnica OBIA consiste in due fasi principali: segmentazione e classificazione; la segmentazione suddivide un'immagine in porzioni separate (oggetti o segmenti), mentre la classificazione è definita come il processo che fornisce mappe tematiche all'interno dell'immagine. Con il termine "mappa tematica" si indica un'immagine costituita da un insieme di punti (pixel) a cui è associata, oltre alle coordinate spaziali, una "etichetta" che può essere rappresentativa di più caratteristiche, tipo, nel caso delle ispezioni di ponti permette di rilevare e classificare la presenza di aree deteriorate (ferri scoperti, pattern di crepe, ecc.) sulla superficie dell'oggetto.

Per il procedimento dettagliato si rimanda all'articolo, mentre nel seguito si esporranno i risultati ottenuti dal lavoro in oggetto come esempio della metodologia descritta in questo paragrafo.

L'opera presenta generalmente un buono stato conservativo; il suo degrado è dovuto principalmente ai problemi causati dagli agenti atmosferici, in particolare, fessurazioni, dilavamenti, armature a vista, vespai, corrosione delle armature.

Nella particolare regione analizzata nella (**figura 3.46**) (modello 3D ad alta risoluzione e ortomosaico della particolare regione di interesse) si può notare come siano particolarmente visibili dilavamento, crepe, distacchi del copriferro e armature a vista.

Figura 3-46 - particolare zona Pila

Di seguito i risultati della metodologia OBIA.

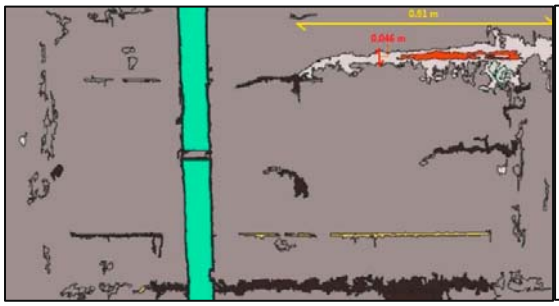
Figura 3-47 - immagine vettoriale metodologia OBIA

Per quanto riguarda la fase di segmentazione, si è ottenuto Il file vettoriale composto da diversi oggetti (crepe, ferri scoperti, tubo di drenaggio, vespai, linee generate dai casseri), i cui bordi sono rappresentati dalle linee arancioni in (**figura 3.47**).

Successivamente si è passati alla fase di classificazione, la quale si è divisa in successive sottofasi:

- *Creazione delle classi*: viene creata un'etichetta per ogni tipo di segmento da classificare presente sulla scena.
- *Definizione delle aree di formazione per ogni classe*: Le aree di formazione sono superfici note per essere rappresentative di un particolare tipo di caratteristica per cui l'utente specifica i vari valori dei pixel o firme spettrali che dovrebbero essere associati a ciascuna classe.
- *Formazione del classificatore*: l'algoritmo crea un modello decisionale, ovvero l'insieme di regole utilizzate per classificare gli altri segmenti nell'immagine.
- *Classificazione*: si applica il modello decisionale all'intera immagine segmentata, al fine di generare una mappa tematica vettoriale.

Sono quindi riportati di seguito i risultati ottenuti tramite metodologia OBIA (**figure 3.48 a-b**).



Class ID and Colour	Object Typology	Associated Objects Number	% Associated Object	Area (cm^2)	% Area
1	Background	43	67.19	16,734.85	88.08
2	Exposed rebars	1	1.56	78.51	0.41
3	Spalling	3	4.69	504.27	2.65
4	Cracks/Rock pockets	9	14.06	733.94	3.86
5	Formwork lines	4	6.25	79.54	0.42
6	Drainpipe	4	6.25	868.72	4.57
	TOTAL	64	100	19,000	100

Figure 3-48 a-b - Risultati metodologia OBIA

Come si può vedere si è determinato oltre che la presenza, anche l'estensione di particolari difetti, per cui la valutazione preliminare della difettologia dell'opera rispetto alle ispezioni visive potrebbe essere più precisa in termini di valutazione delle estensioni (anche in ottica di gestione degli interventi di manutenzione da parte dei gestori) e meno sensibile alla soggettività dell'ispettore. Concludendo, questo metodo presenta diversi vantaggi che lo rendono idoneo per ispezioni e verifiche periodiche di ponti e viadotti: la non distruttività del metodo, l'adattamento a diversi scenari di rilievo e, grazie all'utilizzo di UAV, la possibilità di riprendere immagini aeree di zone a difficile accesso. Inoltre, le caratteristiche geometriche e spettrali determinate hanno la possibilità di essere salvate in formato digitale e utilizzate per confronti nel tempo, al fine di tracciare l'evoluzione del degrado e al contempo essere inserite nell'archivio AINOP come obiettivo delle Linee Guida del CSLP.

3.2.2 Rilievo di un ponte effettuato durante il corso BIM

Si illustra ora il lavoro di rilievo fotogrammetrico effettuato dal gruppo 13 (Bertone, Ferrante, Abello, Mora) con la partecipazione del sottoscritto nell'ambito del corso *BIM ed infraBIM for build heritage* (a.a. 2019/2020) della professoressa Anna Osello.

Figura 3-49 - Vista d'insieme ponte Verbania

Il rilievo è stato effettuato sul ponte pedonale situato a Verbania, Strada Statale 34 del Lago Maggiore con coordinate 45° 56' 15.65'' N 8° 31' 04.68'' E.

Il ponte oggetto del rilievo è un ponte adibito a passerella ciclistica e pedonale in acciaio costituito da 2 travi IPE400 e 2 IPE330 in direzione longitudinale che appoggiano su travi trasversali UNP160

sorrette da colonne in cls armato rivestite in acciaio. Le travi principali seguono lo schema statico di trave appoggiata su diverse campate di 12 metri ognuna, le pile del ponte sono fondate su pali.

Le fasi del rilievo sono state le seguenti:

Costruzione di una rete topografica: è stata realizzata una rete triangolare di appoggio in modo da poter aumentare la precisione nel post-processing dei dati. (**figura 3.50**)

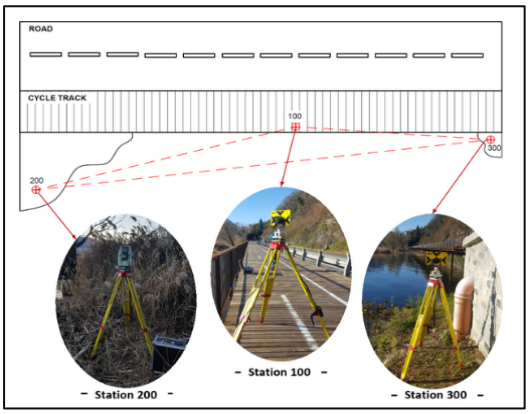


Figura 3-50 - Disposizione rete topografica

Posizionamento dei markers: si sono posizionati i markers in modo da poter coprire più superficie possibile, precisamente, 8 nella parte superiore dell'impalcato e 10 nella parte inferiore dell'impalcato e sul lato.

Misurazione dei markers: I markers sono stati quindi collimati dalla stazione totale nelle 3 posizioni della rete triangolare passando quindi ad un rilievo di dettaglio.

Rilievo fotografico: si sono effettuate le strisciate fotografiche tramite camera nelle parti accessibili e tramite drone nelle parti inaccessibili.

Figure 3-51 a-b-c - Fasi di acquisizione dati in loco

Terminata la fase di acquisizione dati in loco (**figura 3.51 a-b-c**) si è passati alla fase di elaborazione dei dati: i dati sono stati esportati dalla stazione totale in file .txt per essere poi elaborati tramite il software StarNet ed effettuare la compensazione della rete e determinare le coordinate dei markers con un accettabile livello di precisione.

Tutte le foto scattate, sia quelle da terra che tramite UAV sono state poi importate sul software Agisft Metashape; conoscendo le coordinate dei markers determinate nella fase precedente, tramite il riconoscimento dei vari markers da parte dell'utente sulle foto, queste sono state allineate dopo aver calcolato le caratteristiche della camera da parte del software.

Una volta allineate è stato possibile creare le varie nuvole di punti, quindi essere sovrapposte per creare una mesh tridimensionale del ponte e infine la texture assegnando i vari colori alle superfici bidimensionali della mesh. Di seguito (**figure 3.52 a-b**)alcuni dei risultati ottenuti

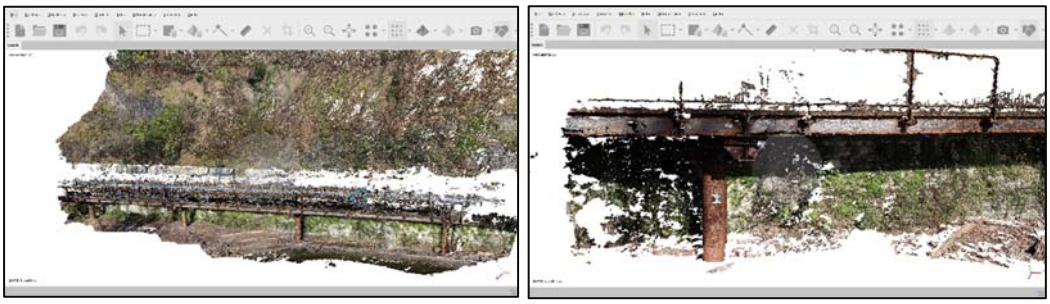


Figura 3-52 a-b - Output rilievo totogrammetrico

Come è possibile vedere dalle immagini il livello di dettaglio non è elevato, poichè l'obiettivo del rilievo non era l'ispezione, in ogni caso da questo esempio sono palesi le potenzialità del metodo di ispezione descritto, soprattutto nell'ottica di un sistema di gestione delle opere d'arte stradali.

4 Caso studio di un impalcato sulla S.S. 274

4.1 Ispezione ordinaria

4.1.1.1 Difettologia rilevata

- Tacce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

4.1.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 4-1 a-b - Tracce di scolo SS 274 km 11+850

4.2 Premessa

Di seguito si riporta l'analisi di un ponte stradale sulla S.S. 274, precisamente al km 11+850, nei pressi della città di Melissano. Il ponte oggetto di analisi è un cavalcaferrovia sulla rete che collega Gallipoli e Casarano, costruito negli anni '70, da testimonianze dell'epoca risulta essere stato progettato con le seguenti normative:

- *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali* - Consiglio superiore LL. PP. - 14/02/1962
- D.M. 30 Maggio 1972 - *Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso a struttura metallica.*

A.N.A.S.

ALLEGATO N. 42

AZIENDA NAZIONALE AUTONOMA DELLE STRADE
(A. N. A. S.)
COMPARTIMENTO DELLA VIABILITÀ CON SEDE IN
B A R I

PROVINCIA DI LECCE — UFFICIO STACCATO DI LECCE

S.S. n. 274 "SALENTINA DI PATU"

TRONCO : GALLIPOLI - INN. S.S. n. 275

LAVORI DI AMMODERNAMENTO
DEL TRATTO COMPRESO TRA
IL Km 8+950 ED IL Km 27+000
- 1° LOTTO -

IMPRESA : LEADRI s.r.l. - LECCE
CONTRATTO : n° 15272 di rep. del 05-05-79

CONTABILITA' FINALE
OPERA D'ARTE MAGGIORE
CAVALCAFERROVIA TRA
LE SEZZ. 60-61 DELL'A.P.

L'IMPRESA
LEADRI s.r.l.

IL GEOMETRA
(Geom. Lanfranco PETRACIO)

VISTO
IL DIRETTORE DEI LAVORI

Figura 4-2 - Documentazione supporto caso studio SS274

E' risultato inoltre molto importante il contributo presente nel seguente documento per le informazioni riguardanti le travi prefabbricate costituenti l'impalcato:

- "*Giornate del cemento armato precompresso*" - A.N.I.C.A.P. - Roma 1954

L'opera oggetto di analisi è un ponte stradale il cui impalcato è formato da 8 travi a doppio T pretese a fili orizzontali, prefabbricate in stabilimento SCAC (modello TAS 130/110 serie A) con soletta in c.a. gettato in opera. Le travi hanno lunghezza di 18 metri, e sono semplicemente appoggiate sulle spalle del ponte. Il comportamento strutturale a graticcio è garantito dai trasversi, le cui armature passano attraverso degli opportuni spazi predisposti nelle travi prefabbricate. Le spalle sono fondate attraverso dei pali di fondazione di diametro pari a 800 mm.

Le informazioni sul ponte sono state trasmesse da ANAS s.p.a. attraverso il documento d'archivio: "Lavori di ammodernamento del tratto compreso tra il km 8+950 e il km 27+000 - contabilità finale - opera d'arte maggiore - Cavalcavia tra le sezz 60 - 61 dell' A.P." (**Figura 4-2**).

Di questa opera non si aveva a disposizione la relazione di calcolo originale, ma si è deciso di eseguire un analisi delle performance del ponte poiché della rete di opere d'arte maggiori presenti sul territorio della sezione staccata di Lecce si ha a disposizione il rilievo geometrico ma raramente le informazioni sul calcolo originale delle strutture portanti.

Si è proceduto quindi, preliminarmente, alla stima delle condizioni inziali dell' impalcato attraverso l'applicazione delle normative in uso al tempo della progettazione dell'opera al rilievo geometrico descritto nel documento sopracitato.

4.3 Descrizione geometrica dell'impalcato

L'impalcato è formato da 8 travi di altezza 130.00 cm, equispaziate di 145.00 cm. La forma geometrica dell'impalcato risulta essere leggermente trapezoidale di dimensioni 18.20 m per 11.50 m con i lati minori inlinati di circa 86° rispetto l'asse della strada. Le travi hanno una lunghezza di 18.00 m appoggiate ad una distanza di 0.75 m dalla testa della trave, la luce di calcolo, valutata come distanza tra gli appoggi risulta essere di 16.70 m. Per garantire il comportamento a graticcio dell'impalcato sono presenti dei traversi di cui due file di testata e due file di campata. I traversi di testata sono larghi 40 cm e si trovano in corrispondenza degli appoggi, mentre i traversi di campata sono larghi 30 cm e si trovano ad una distanza di 6.68 m dagli appoggi, la loro distanza reciproca è pari a 3.34 m. Di seguito sono riportati degli stralci dei disegni originali presenti nel documento d'archivio da cui sono state reperite le informazioni (**Figura 4-3 a-b**).

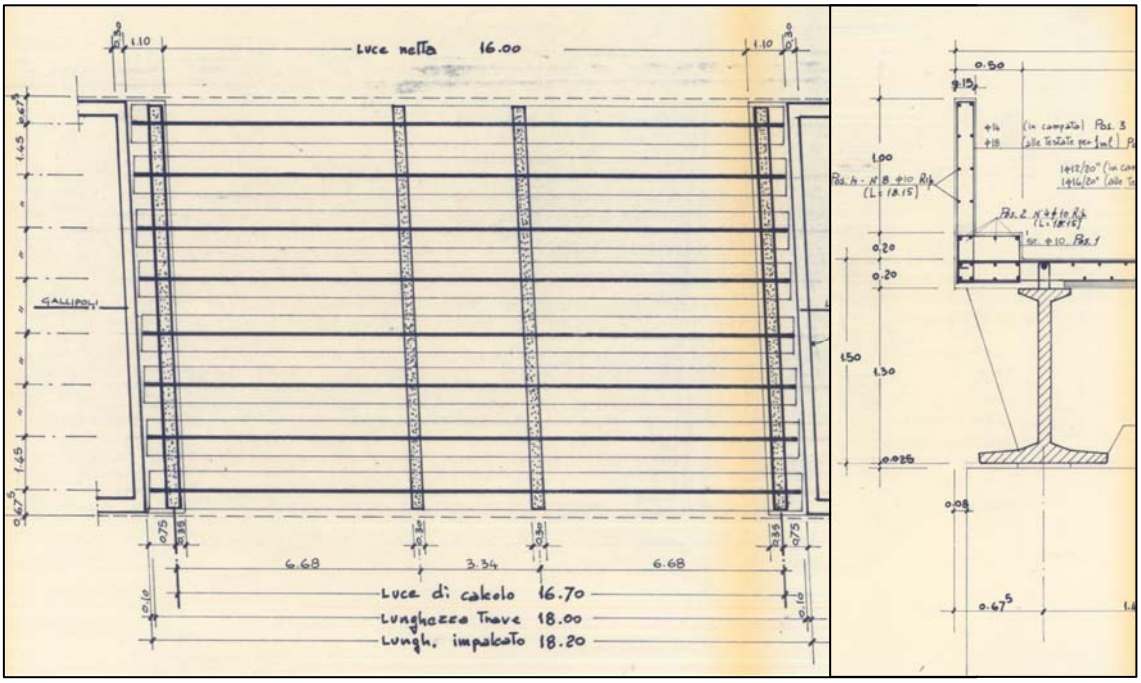


Figura 4-3 a-b - Disegni di progetto caso studio SS274

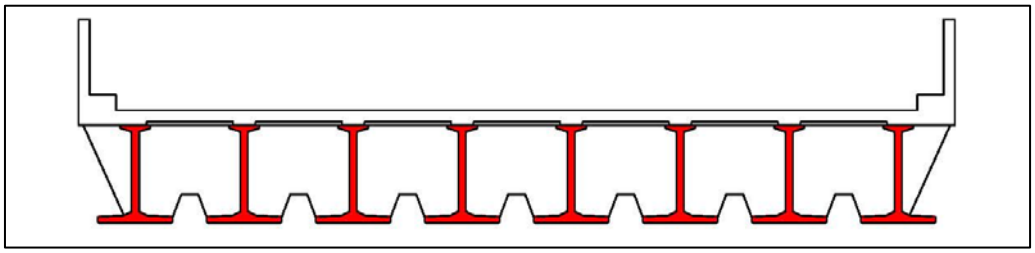
In sezione, l'impalcato è formato da una soletta di 20.00 cm, sorretta da tavelle in c.a.v di spessore 0.04 m con funzione di cassero durante il getto che rimangono come parte integrante dell'impalcato ma non esercitano funzione strutturale. E' presente inoltre un cordolo di dimensioni 0.20 m per 0.50 m e un muretto in c.a. di dimensioni 1.00 m per 0.15 m.

4.4 Analisi dei carichi permanenti di progetto

Di seguito l'analisi dei carichi permanenti eseguita.

Si assume come peso proprio del c.a. un valore di 25 kN/m^3 e per la pavimentazione un valore di 23 kN/m^3

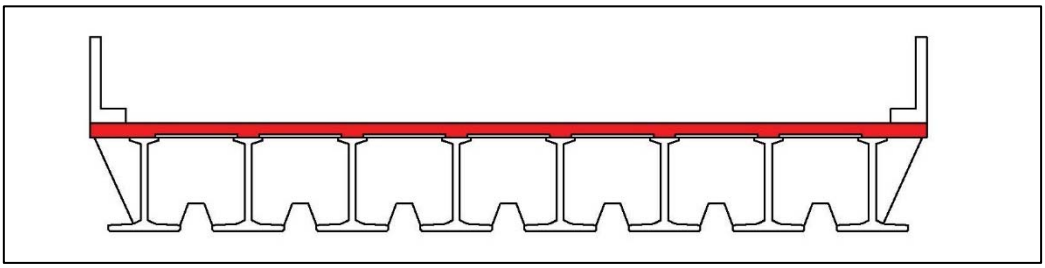
- TRAVE LONGITUDINALE



L'area della trave longitudinale è pari a 0.2371 m^2, la lunghezza complessiva è pari a 18 m

$$G_{1b} = 18\ m\ x\ 0.2371\ m^2\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 106.70\ kN$$

- SOLETTA



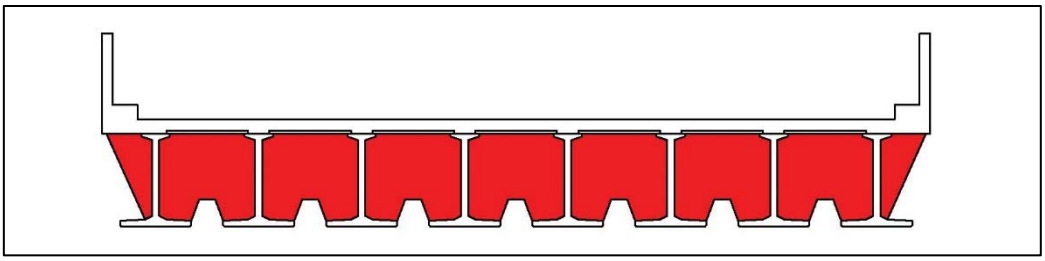
Per il calcolo della soletta si è assunta l'ipotesi di distribuzione omogenea della soletta sulle travi. L'area in sezione della soletta scorporata dei tavelloni in c.a.v. risulta pari a:

$$A_{sol} = A_{solpiena} - A_{tav} = 2.300\ m^2 - 7\ x\ 0.046\ m^2 = 1.978\ m^2$$

Per cui, il carico complessivo della soletta agente su una singola trave è pari a:

$$G_{1s} = 1.978\ m^2 x\ 18.2\ m\ x\ 25 \frac{kN}{m^3}\ x \frac{1}{8} = \frac{899.99}{8}\ kN = 112.45\ kN$$

- TRAVERSI DI TESTATA

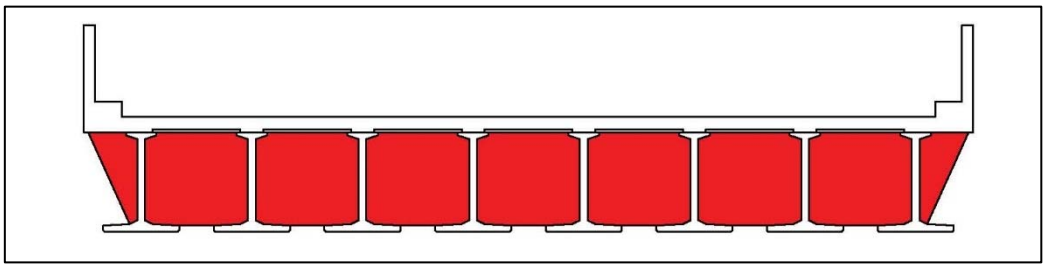


L'area dei traversi di testata è stata calcolata con il sofware di disegno AutoCad e risulta pari a 1.468 m^2 per i traversi intermedi e 0.414 m^2 per i traversi di bordo. Si assume che a gravare sulla trave di bordo sia il traverso di bordo e metà del traverso intermedio. Sono presenti due traversi di testata. Lo spessore dei traversi di testata è pari a 0.40 m.

Il carico complessivo dei traversi di testata agente su una singola trave è pari a:

$$G_{1tt} = 2\ x \left(0.414\ m^2 + \frac{1.468}{2} m^2\right)\ x\ 0.4\ m\ x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 22.96\ kN$$

- TRAVERSI DI CAMPATA

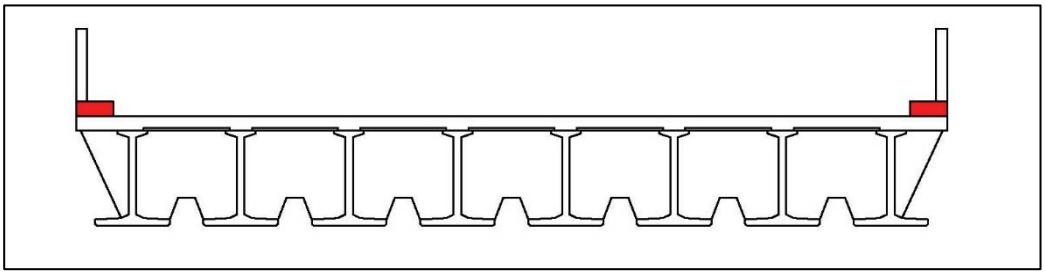


L'area dei traversi di campata è stata calcolata con il sofware di disegno AutoCad e risulta pari a 1.569 m^2 per i traversi intermedi e 0.414 m^2 per i traversi di bordo. Si assume che a gravare sulla trave di bordo sia il traverso di bordo e metà del traverso intermedio. Sono presenti due traversi di campata. Lo spessore dei traversi di campata è pari a 0.30 m.

Il carico complessivo dei traversi di testata agente su una singola trave è pari a:

$$G_{1tc} = 2\ x \left(0.414\ m^2 + \frac{1.569}{2} m^2\right)\ x\ 0.3\ m\ x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 17.98\ kN$$

- CORDOLI

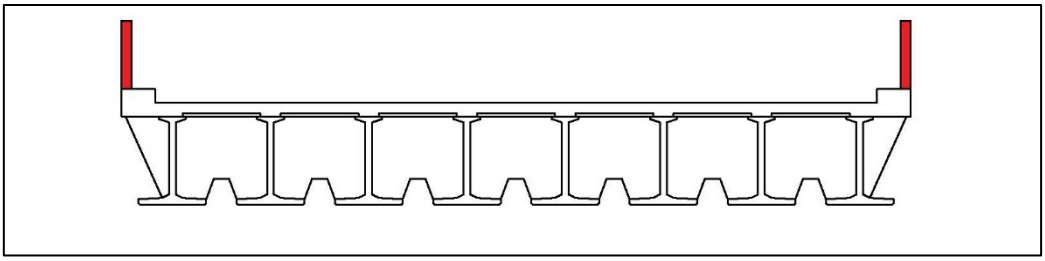


Per il calcolo del carico dei cordoli si è assunto che il loro peso gravi esclusivamente sulle travi di bordo
L'area del cordolo è pari a 0.1 m^2.

Il carico complessivo dei cordoli agente su una singola trave è pari a:

$$G_{2c} = 0.1\ m^2\ x\ 18.20\ m\ x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 45.50\ kN$$

- MURETTO

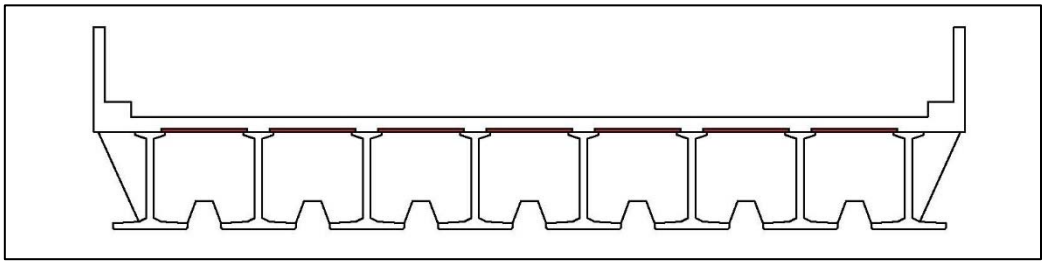


Per il calcolo del carico del muretto si è assunto che il loro peso gravi esclusivamente sulle travi di bordo.
L'area in sezione del muretto è pari a 0.15 m^2.

Il carico complessivo dei muretti agente su una singola trave è pari a:

$$G_{2m} = 0.15\ m^2\ x\ 18.20\ m\ x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 68.25\ kN$$

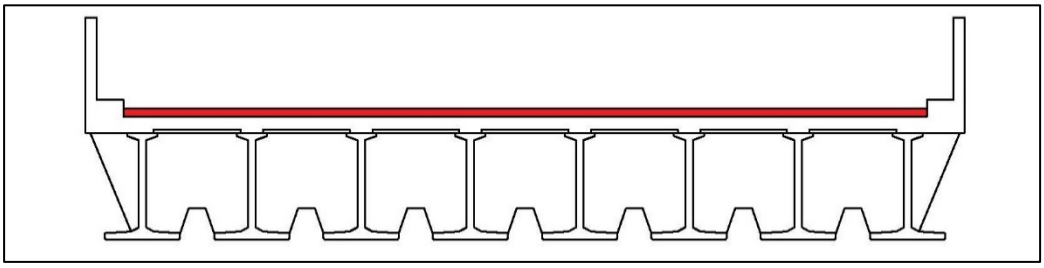
- TAVELLE



Si assume per le tavelle in c.a.v. di spessore 4.00 cm un peso proprio pari a 13 kN/m^3.L'area in sezione del singolo elemento è pari a 0.046 m^3, sono presenti 7 elementi. Si assume che il peso delle tavelle si distribuisca uniformemente sulle travi.
Il carico complessivo delle tavelle agente su una singola trave è pari a:

$$G_{2v} = 0.046\ m^2\ x\ 18.20\ m\ x\ 7\ x\ 13\frac{kN}{m^3}x\frac{1}{8} = \frac{76.18}{8}kN = 9.52\ kN$$

- PAVIMENTAZIONE



La pavimentazione si assume costituita da 7.00 cm di binder + 3.00 cm di manto di usura, come da prassi dell'epoca di costruzione. La larghezza di impalcato pavimentata è pari a 10.50 m
Si assume che il carico della pavimenazione si distribuisca uniformemente sulle travi.
Il carico complessivo della pavimentazione agente su una singola trave è pari a:

$$G_{2p} = 18.20\ m\ x\ 10.50\ m\ x\ 0.1\ m\ x\ 23\frac{kN}{m^3}x\frac{1}{8}\ = 54.94\ kN$$

Complessivamente si ottiene quindi il seguente carico agente sulla trave di bordo:

$$G_1 = G_{1b} + G_{1s} + G_{1tt} + G_{1tc} = 260.09\ kN$$
$$G_2 = G_{2c} + G_{2m} + G_{2v} + G_{2p} = 178.21\ kN$$

Dividendo questo risultato per la luce di calcolo della trave pari a 16.70 m si ottiene:

$$g_1 = \frac{G_1}{l_c} = \frac{260.09}{16.70}\frac{kN}{m} = 15.57\ kN/m$$
$$g_2 = \frac{G_2}{l_c} = \frac{178.21}{16.70}\frac{kN}{m} = 10.67\ kN/m$$

Considerando che lo schema statico è quello di trave semplicemente appoggiata si ottengono le seguenti azioni sollecitanti massime:

$$M_{s,g1} = \frac{g_1\ x\ l_c^2}{8} = \frac{15.57\frac{kN}{m}x\ (16.70\ m)^2}{8} = 542.79\ kNm\ \ (campata)$$

$$V_{s,g1} = \frac{g_1\ x\ l_c}{2} = \frac{15.57\frac{kN}{m}\ x\ 16.70\ m}{2} = 130.10\ kN\ (appoggio)$$
$$M_{s,g2} = \frac{g_2\ x\ l_c^2}{8} = \frac{10.67\frac{kN}{m}x\ (16.70\ m)^2}{8} = 371.96\ kNm\ \ (campata)$$

$$V_{s,g2} = \frac{g_2\ x\ l_c}{2} = \frac{10.67\frac{kN}{m}\ x\ 16.70\ m}{2} = 89.09\ kN\ (appoggio)$$

4.5 Analisi dei carichi da traffico da normativa di progetto

I carichi da traffico sono stati valutati in accordo al seguente documento: *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali - Consiglio superiore LL. PP. - 14/02/1962.*

Ai fini dei carichi da considerarsi per il calcolo, la strada in oggetto è stata considerata di 1ª categoria (*strade destinate al transito di carichi civili e militari*)

Lo schema di carico da adottare per il calcolo di ponti per strade di prima categoria è formato da uno schema militare affiancato da una o più colonne di autocarri e folla compatta sui marciapiedi. Nel caso del ponte in esame non è presente marciapiede.

Per quanto riguarda lo schema militare si assume il più gravoso tra gli schemi seguenti:

- SCHEMA 4

  Treno indefinito di carichi militari da 61.5 t. L'ingombo longitudinale dello schema considerato è di 13.74 m, considerando la luce dell'impalcato di 16.70 m, al ponte in oggetto lo schema 4 si applica come rappresentato nella seguente immagine (**Figura 4-4**):

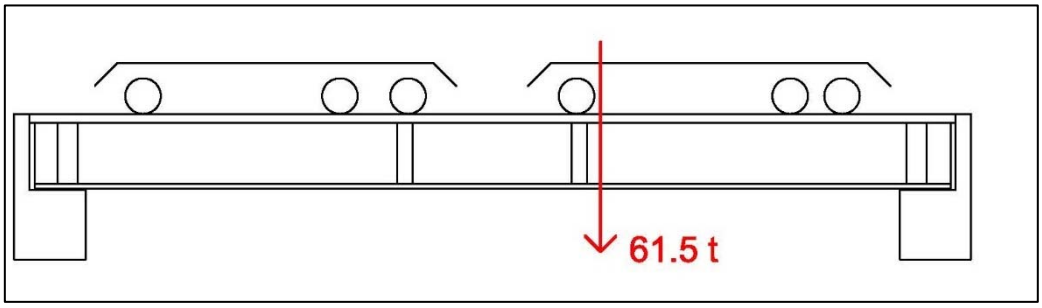


Figura 4-4 - Applicazione schema di carico 4 all'impalcato del caso studio SS 274 km 11+850

- SCHEMA 5
  Treno indefinito di carichi militari da 32 t.
  L'ingombo longitudinale dello schema considerato è di 3.80 m, considerando la luce dell'impalcato di 16.70 m, al ponte in oggetto lo schema 5 si applica come rappresentato nell' immagine (**Figura 4-5**).

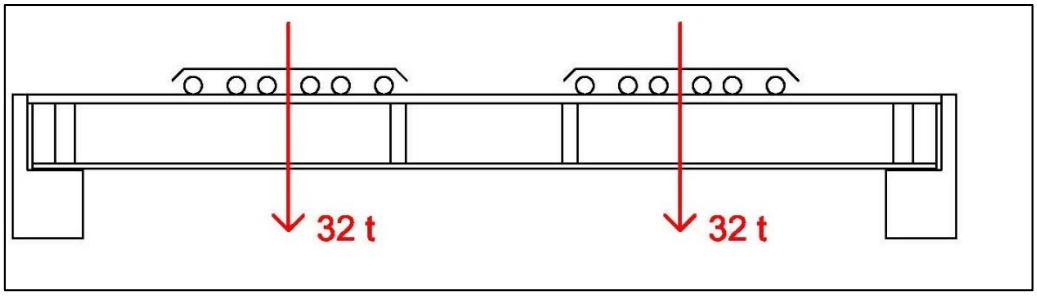


Figura 4-5 - Applicazione dello schema di carico 5 all' impalcato del caso studio SS 274 km 11+850

- SCHEMA 6

  Carico militare isolato da 74.5 t.
  L'ingombo longitudinale dello schema considerato è di 13.74 m, considerando la luce dell'impalcato di 16.70 m, al ponte in oggetto lo schema 6 si applica come rappresentato nella seguente immagine (**Figura 4-6**):

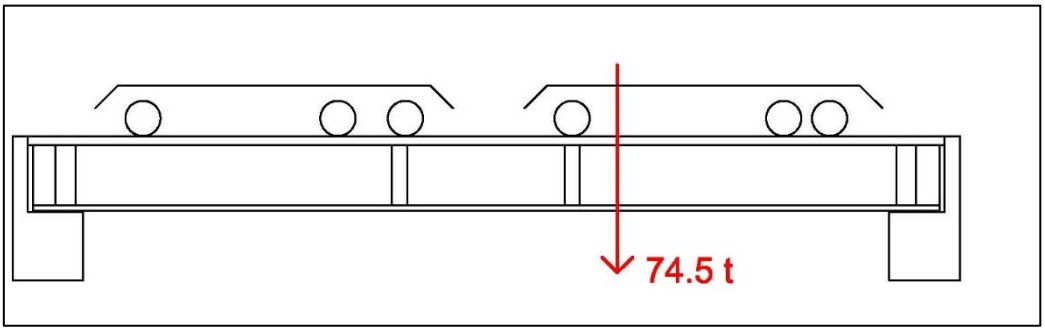


Figura 4-6 - Applicazione dello schema di carico 6 all'impalcato del caso studio SS 274 km 11+850

In termini di carico, il più gravoso risulta quindi quello agente sul ponte secondo lo schema 6, cioè il carico militare isolato da 74.5 t.

Allo schema militare sarà affiancato una o più colonne di autocarri secondo lo schema 1.

- SCHEMA 1

  Colonna indefinita di autocarri da 12 t.
  L'ingombo longitudinale dello schema considerato è di 3.00 m, considerando la luce dell'impalcato di 16.70 m, al ponte in oggetto lo schema 6 si applica come rappresentato nella seguente immagine (**Figura 4-7**):

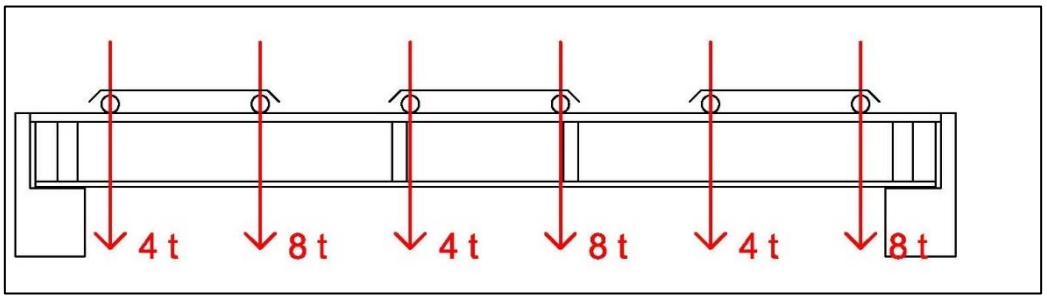


Figura 4-7 - Applicazione dello schema di carico 1 all'impalcato del caso studio SS 274 km 11+850

Per tener conto delle azioni dinamiche dei carichi da traffico, i carichi accidentali dovranno essere moltiplicati per il coefficiente:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1 + \frac{(100 - 16.70)^2}{100(250 - 16.70)} = 1.298$$

Per tenere conto dell'azione frenante dei carichi da traffico si assume un carico orizzontale pari 1/10 del sovraccarico costituito da una sola colonna indefinita di autocarri dello schema 1

$$F_{o,f} = \frac{4 + 8 + 4 + 8 + 4 + 8}{10} = 3.6\ t = 35.3\ kN$$

Per valutare l'azione del vento, la superficie laterale del ponte scarico vale

$$A_{l,s} = 2.70\ m\ x\ 18.20\ m = 49.14\ m^2$$

Per cui, assumendo una forza del vento pari a 250 kg/m² si ottiene un carico laterale pari a

$$F_{o,vs} = 250 \frac{kg}{m^2}\ x\ 49.14\ m^2 = 12.285\ kg = 120.50\ kN$$

La superficie laterale del ponte carico, assumendo la superficie del ponte aumentata di 3.00 m dal piano viabile vale:

$$A_{l,s} = 4.70\ m\ x\ 18.20\ m = 85.42\ m^2$$

Per cui, assumendo una forza del vento pari a 100 kg/m² si ottiene un carico laterale pari a

$$F_{o,vs} = 100 \frac{kg}{m^2}\ x\ 85.42\ m^2 = 8542\ kg = 83.79\ kN$$

4.6 Calcolo delle sollecitazioni

Si passa ora al calcolo delle sollecitazioni agenti sul ponte.

Tramite alcune testimonianze di progettisti operanti all'epoca della progettazione del ponte si assume che l'impalcato sia stato progettato seguendo i criteri del metodo di Courbon. In particolare si assume che la rigidezza flessionale dei traversi sia infinita, e che la rigidezza torsionale di travi e traversi sia trascurabile. Ipotesi validata dalla presenza della soletta in c.a. che agisce trasversalmente come una serie di traversi accostati.

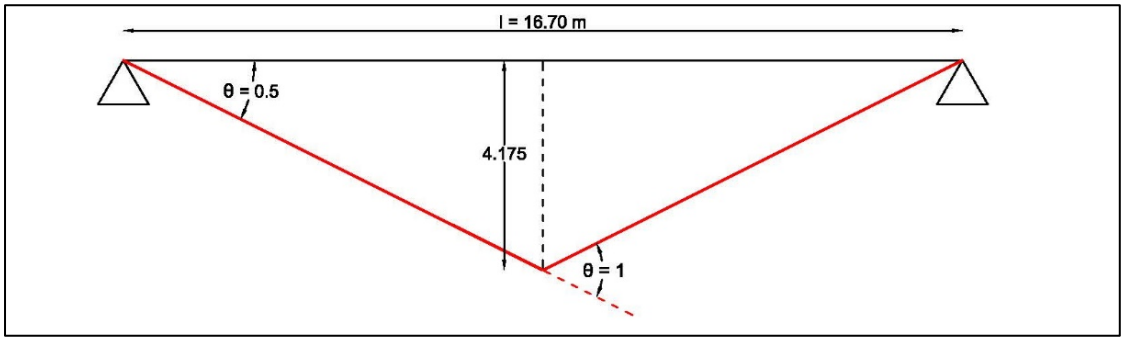
La trave soggetta alle massime sollecitazioni è quella esterna, ma si assume che quelle interne siano progettate come fossero soggette alle medesime azioni.

Si procede alla valutazione delle sollecitazioni massime in termini di momento flettente e taglio in campata e sugli appoggi.

4.6.1 Momento in campata

Si traccia la linea di influenza del momento flettente per massimizzare la sollecitazione di momento in campata della trave nell'ipotesi di schema statico semplicemente appoggiato.

Per massimizzare il momento flettente in campata si applica una sconnessione a metà trave di angolo unitario e si valutano i coefficienti della linea di influenza tramite semplici formule di trigonometria (**Figura 4-21**).



Si valutano ora i coefficienti di Courbon in corrispondenza delle travi

n° travi [-]	8							
Interspazio [m]	1.45							
trave n°	1	2	3	4	5	6	7	8
e_i [m]	5.075	3.625	2.175	0.725	-0.725	-2.175	-3.625	-5.075
Coeff. Courbon	0.4167	0.3333	0.2500	0.1667	0.0833	0.0000	-0.0833	-0.1667

Tabella 4-1 - Coefficienti di Courbon caso studio SS274 km 11+850

In forma grafica:

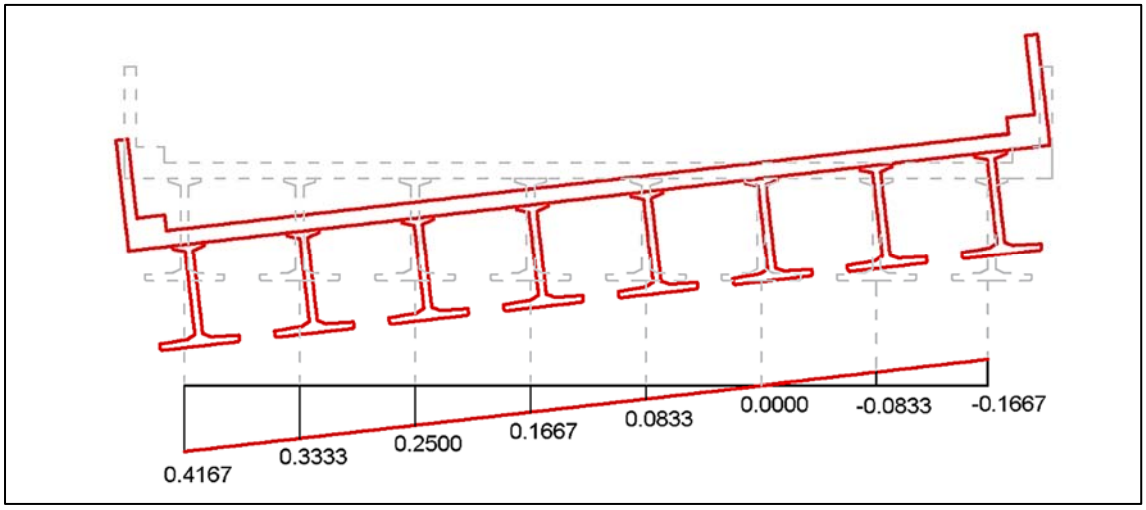


Figura 4-8 - Coefficienti di Courbon Caso studio SS274 km 11+850

In accordo ai coefficienti della linea di influenza delle figure seguenti (**Figura 4-9 a-b**):

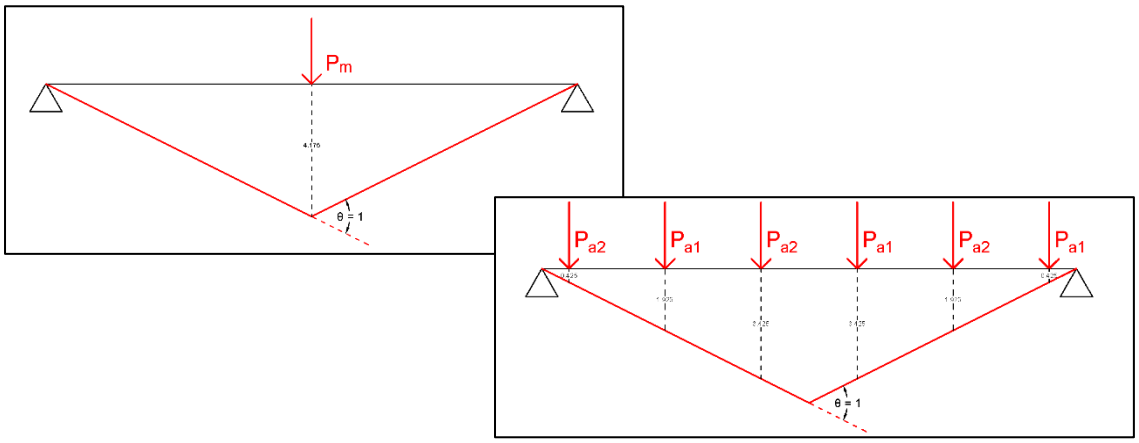


Figura 4-9 a-b - Linea d'influenza momento flettente per schemi militari caso studio SS274 km 11+850

Il momento sollecitante per il carico militare isolato vale:

$$M_{s,qm} = 4.175 P_m$$

Il momento sollecitante per la colonna indefinita di autocarri vale:

$$M_{s,qa} = (1.925 + 3.425 + 0.425)P_{a1} + (0.425 + 1.925 + 3.425)P_{a2}$$
$$= 5.775P_{a1} + 5.775P_{a2}$$

In accordo alle *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali - Consiglio superiore LL. PP. - 14/02/1962* l'ingombro trasversale dello schema 6 è pari a 3.50 m, mentre quello per lo schema 1 è pari a 3.11 m.

Si posizionano i carichi trasversali (**Figura 4-10**) e si valutano in corrispondenza dei punti di applicazione i coefficienti di Courbon come interpolazione lineare dei coefficienti determinati per le travi precedentemente e riassunti in (**Tabella 4.1**).

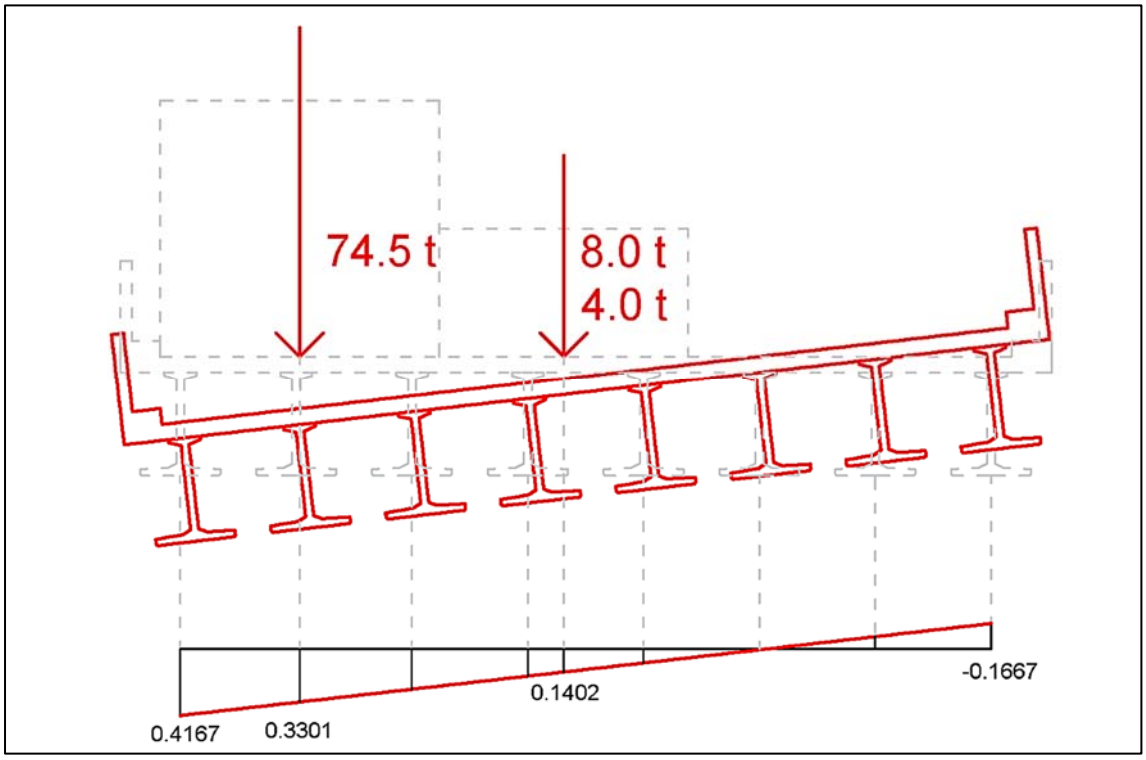


Figura 4-10 - Distribuzione trasversale carichi militari su impalcato caso studio SS274 km 11+850

Dal precedente schema si calcola la distribuzione trasversale dei carichi, alle quali si applica il coefficiente di amplificazione per tenere conto della componente dinamica (φ = 1.298)

$$P_m = \phi \; x \; 730.1 \; kN \; x \; 0.3301 = 312.83 \; kN$$

$$P_{a1} = \phi \; x \; 78 \; kN \; x \; 0.1402 = 14.20 \; kN$$

$$P_{a2} = \phi \; x \; 39 \; kN \; x \; 0.1402 = 7.09 \; kN$$

Che applicate alle precedenti formulazioni per i momenti sollecitanti, forniscono i seguenti risultati per i carichi da traffico

$$M_{s,qm} = 4.175 P_m = 4.175 \; m \; x \; 312.83 \; kN = 1306.06 \; kNm$$

$$M_{s,qa} = 5.775 P_{a1} + 5.775 P_{a2} = 5.775 \; m \; x \; 10.94 \; kN + 5.775 \; m \; x \; 5.46 \; kN = 122.93 \; kNm$$

Sommando gli effetti si ottiene il momento sollecitante in campata dovuto ai carichi da traffico:

$$M_{s,q} = M_{s,qm} + M_{s,qa} = 1306.06 \; kNm + 122.93 \; kNm = 1429.00 \; kNm$$

4.6.2 Taglio sull'appoggio

Si traccia la linea di influenza del taglio per massimizzare la sollecitazione di taglio sull'appoggio della trave nell'ipotesi di schema statico semplicemente appoggiato.

Per massimizzare il momento flettente in campata si applica una sconnessione sull'appoggio della trave di spostamento unitario e si valutano i coefficienti della linea di influenza tramite semplici formule di trigonometria, di seguito i risultati in forma grafica (**Figura 4-11**):

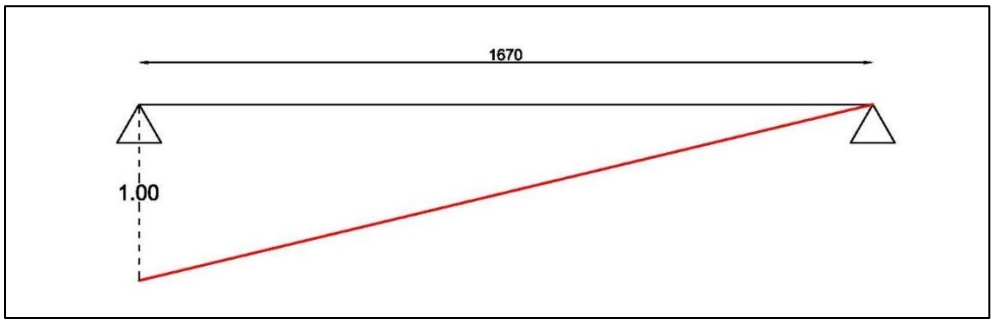


Figura 4-11 - Linea influenza taglio

I carichi che ne massimizzano la sollecitazione di taglio, risultano quindi essere i seguenti:

SCHEMA 5

Per i carichi militari si utilizza lo schema 5, disposto come rappresentato di seguito (**Figura 4-12**):

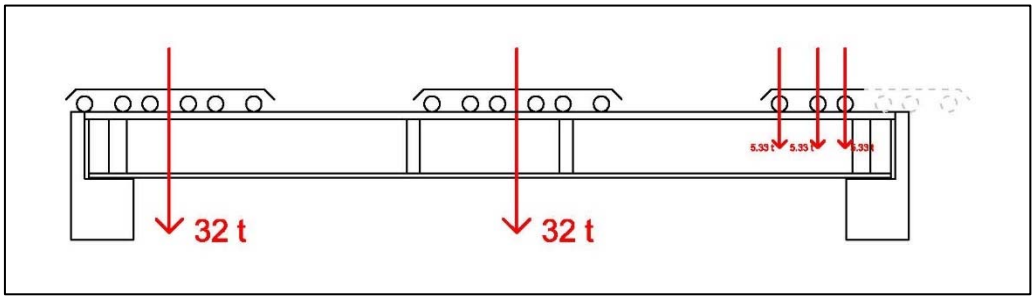


Figura 4-12 - Distribuzione carichi schema 5 sull'impalcato del caso studio SS274 km 11+850

SCHEMA 1

Per i carichi da autocarri si utilizza lo schema 1, disposto come rappresentato di seguito (**Figura 4-13**):

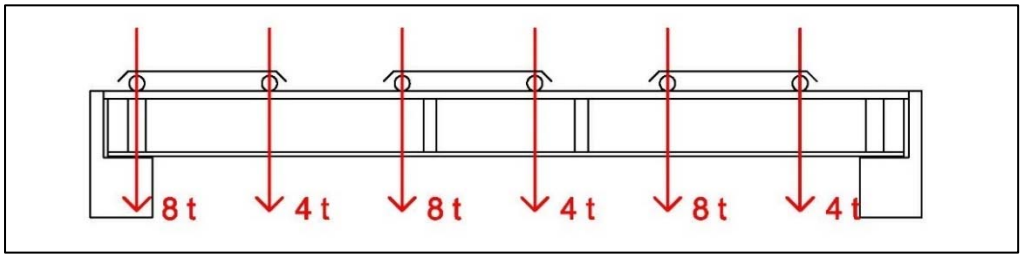


Figura 4-13 - Distribuzione carichi schema 1 sull'impalcato del caso studio SS274 km 11+850

Una volta definito lo schema che massimizza la sollecitazione si passa al calcolo dello sforzo di taglio massimo sull'appoggio in accordo ai coefficienti della linea

di influenza determinati tramite interpolazione lineare, schematizzati nei seguenti schemi (**Figura 4-14**), (**Figura 4-15**):

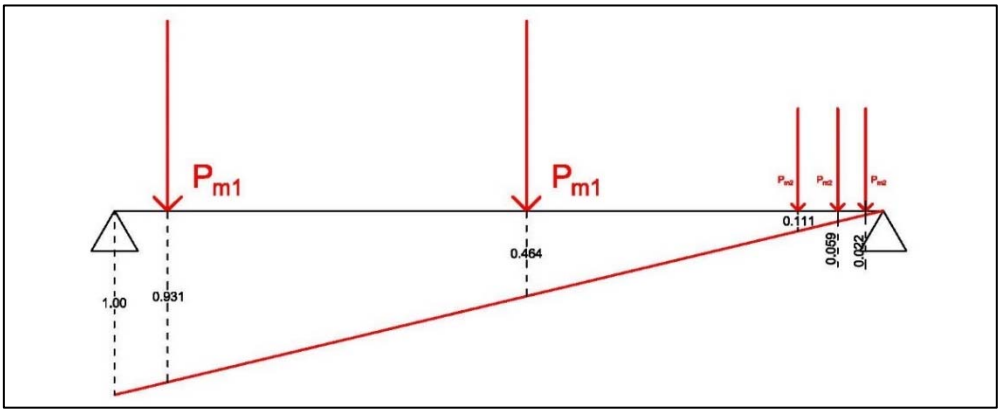


Figura 4-14 - Linea d'influenza carichi militari SS274 km 11+850

$$V_{s,qm} = 0.931P_{m,1} + 0.464P_{m,1} + 0.111P_{m,2} + 0.059P_{m,2} + 0.022P_{m,2}$$

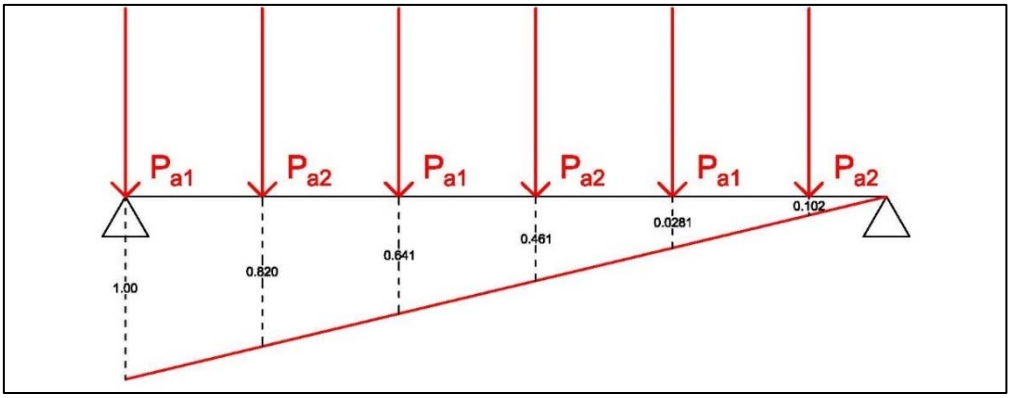


Figura 4-15 - Linea d'influenza carichi autocarri SS274 km 11+850

$$\begin{aligned} V_{s,qa} &= (1 + 0.641 + 0.281)P_{a1} + (0.820 + 0.461 + 0.102)P_{a2} \\ &= 1.922P_{a1} + 1.383P_{a2} \end{aligned}$$

In accordo alle *Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali - Consiglio superiore LL. PP. - 14/02/1962* l'ingombro trasversale dello schema 6 è pari a 3.50 m, mentre quello per lo schema 1 è pari a 3.11 m.

In accordo a questi valori si posizionano i carichi trasversali e si valutano in corrispondenza dei punti di applicazione i coefficienti di Courbon come interpolazione lineare dei coefficienti determinati per le travi, come schematizzato nella figura seguente (**Figura 4-16**):

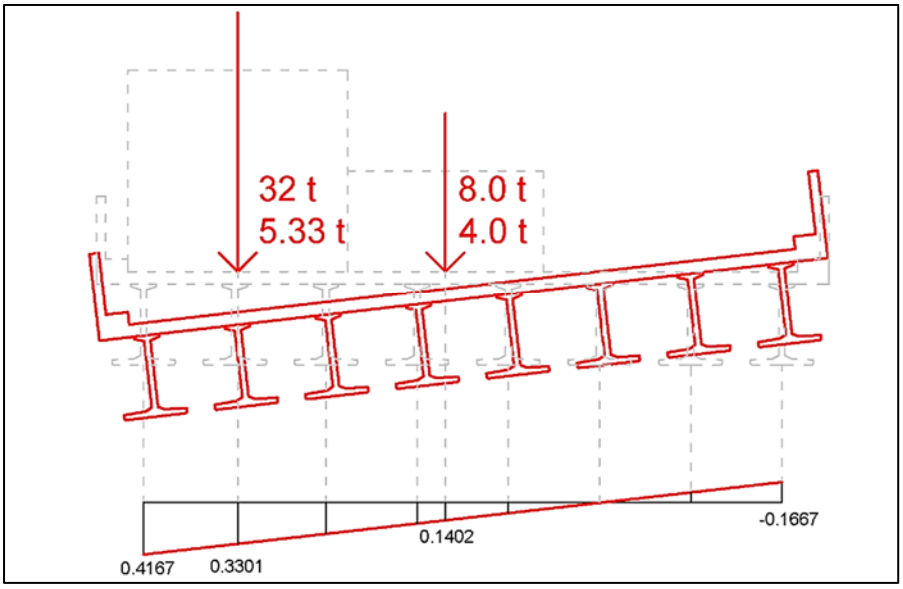


Figura 4-16 - Distribuzione trasversale carichi schema 5 caso studio SS274 km 11+850

Dal precedente schema si calcola la distribuzione trasversale dei carichi, alle quali si applica il coefficiente di amplificazione per tenere conto della componente dinamica (φ = 1.298)

$$P_{m1} = \phi \; x \; 313.92 \; kN \; x \; 0.3301 = 134.50 \; kN$$

$$P_{m2} = \phi \; x \; 53.3 \; kN \; x \; 0.3301 = 22.40 \; kN$$

$$P_{a1} = \phi \; x \; 78 \; kN \; x \; 0.1402 = 14.20 \; kN$$

$$P_{a2} = \phi \; x \; 39 \; kN \; x \; 0.1402 = 7.09 \; kN$$

Che applicate alle precedenti formulazioni per i tagli sollecitanti, forniscono i seguenti risultati per i carichi da traffico

$$V_{s,qm} = (0.931 + 0.464)P_{m,1} + (0.111 + 0.059 + 0.022)P_{m,2}$$
$$= 1.395P_{m,1} + 0.192P_{m,2} = 1.395\ x\ 134.50\ kN + 0.192\ x\ 22.40\ kN$$
$$= 191.92\ kN$$

$$V_{s,qa} = (1 + 0.641 + 0.281)P_{a1} + (0.820 + 0.461 + 0.102)P_{a2}$$
$$= 1.922P_{a1} + 1.383P_{a2} = 1.922\ x\ 14.20\ kN + 1.383P_{a2} = 37.09\ kN$$

Sommandone gli effetti, il taglio massimo sull'appoggio dovuto ai carichi da traffico risluta essere il seguente:

$$V_{s,q} = V_{s,qm} + V_{s,qa} = 191.92\ kN + 37.09\ kN = 229.01\ kN$$

E sommato al taglio dovuto ai carichi permanenti:

$$V_s = V_{s,g1} + V_{s,g2} + V_{s,q} = 130.10 + 89.09 + 229.01 = 448.20\ kN$$

4.7 Analisi dei carichi permanenti attuali

Figura 4-17 - Stato attuale pavimentazione stradale caso studio SS 274 km 11+850

In aggiunta ai carichi permanenti di progetto, attualmente si possono considerare due ulteriori carichi, come visibile dalla seguente (**Figura 4-17**)

- Lo spessore dello strato di conglomerato bituminoso è aumentato e attualmente si trova al livello della parte superiore del cordolo, si assume quindi, che lo strato sia passato da 10 cm a 20 cm e che questo carico si distribuisca uniformemente sulle travi costituenti l'impalcato. Il carico è pari a:

$$G_{2p,n} = 18.20\ m\ x\ 10.50\ m\ x\ 0.1\ m\ x\ 23\frac{kN}{m^3}x\frac{1}{8} = 54.94\ kN$$

- Le barriere stradali di protezione sono state aggiunte posteriormente al progetto, attualmente sono presenti dei guardrail doppia onda di classe N2 bordo ponte, ma si prevede la sostituzione a breve per l'adeguamento alle nuove normative in ambito di sicurezza stradale, per questo si considera il carico delle barriere di classe di contenimento H2 bordo ponte. Assumendo che i pesi della barriera e della rete di protezione gravino esclusivamente sulla trave di bordo e che valgano rispettivamente 55 kg/m e 25 kg/m si ottiene il carico:

$$G_{2b} = 18.20\ m\ x\ (55 + 25)\frac{kg}{m} = 14.28\ kN$$

I carichi gravano sulla luce di calcolo pari a 16.70 m, per cui si ottiene un carico uniformemente distribuito aggiuntivo, che grava sull'impalcato pari a

$$g_{2,n} = \frac{(G_{2p,n} + G_{2b} + G_2)}{l_c} = \frac{54.94\ kN + 14.28\ kN + 178.21\ kN}{16.70\ m} = 14.81\frac{kN}{m}$$

Considerando lo schema statico di trave semplicmente appoggiata l'incremento delle azioni sollecitanti considerate vale:

$$M_{s,g2} = \frac{g_{2,n}\ x\ l_c^2}{8} = \frac{14.81\frac{kN}{m}x\ (16.70\ m)^2}{8} = 516.29\ kNm\ \ (campata)$$

$$V_{s,g2} = \frac{g_{2,n}\ x\ l_c}{2} = \frac{14.81\frac{kN}{m}\ x\ 16.70m}{2} = 123.66\ kN\ (appoggio)$$

In termini percentuali l'incremento dei carichi permanenti dal progetto ad ora vale circa il 16%

4.8 Analisi dei carichi da traffico da NTC18

I carichi verticali da traffico descritti nelle NTC 18 sono definiti da precisi schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Le corsie convenzionali sono definite da larghezze w_1 posizionate sulla superficie carrabile ed il massimo numero è indicato nel prospetto seguente (**Figura 4-18**):

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

Figura 4-18 - Corsie convenzionali secondo NTC18

Considerando che la larghezza della superficie carrabile (w) è pari a 10.50 m e che la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3.00 m:

$$n_c = Int\left(\frac{w}{3}\right) = Int\left(\frac{10.5}{3}\right) = 3$$

La larghezza della zona rimanente vale quindi:

$$w_r = w - (3\ x\ n_c) = 10.50 - (3\ x\ 3) = 1.50\ m$$

Anche se le corsie fisiche sono diverse da quelle convenzionali, per le verifiche si adotta lo schema descritto dalle NTC 18.

La normativa propone 6 differenti schemi di carico, per perseguire l'obiettivo della verifica globale dell'impalcato in questa sede si adotta lo schema di carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e da carichi uniformemente distribuiti: Si considera un solo carico tandem per corsia disposto in asse alla corsia stessa e, se presente, dovrà essere considerato per intero.

Si considerano le seguenti intensità dei carichi (**Figura 4-19**):

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 4-19 - Intensità carichi secondo NTC18

Le dimensioni e la disposizione dei carichi sulla superficie carrabile si rifanno al seguente schema (**Figura 4-20**):

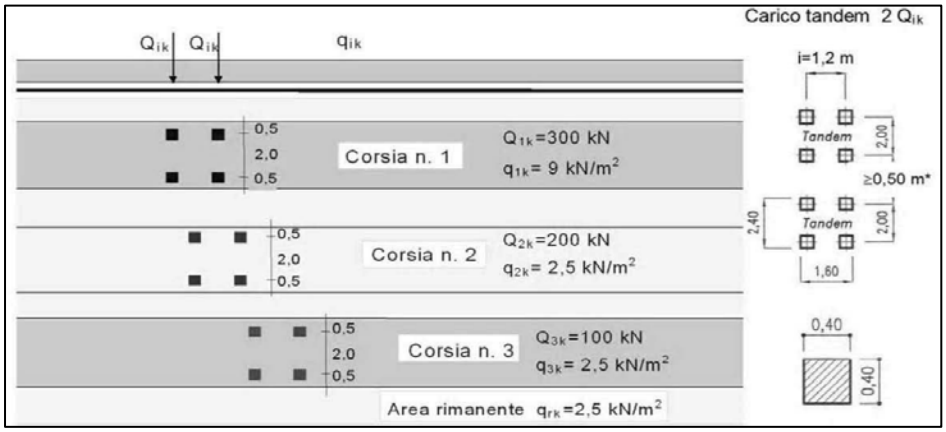


Figura 4-20 - Disposizione carichi secondo NTC18

La disposizione dei carichi e il numero delle corsie sulla superficie carrabile saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni di carico più sfavorevoli di sollecitazione sulla struttura.

Si procede ora con la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione applicando alla teoria utlizzata in fase di progetto i carichi descritti dalla attuale normativa NTC 18.

4.8.1 Momento flettente in campata

Si richiama la linea di influenza che massimizza il momento flettente in campata precedentemente determinata (**Figura 4-21**):

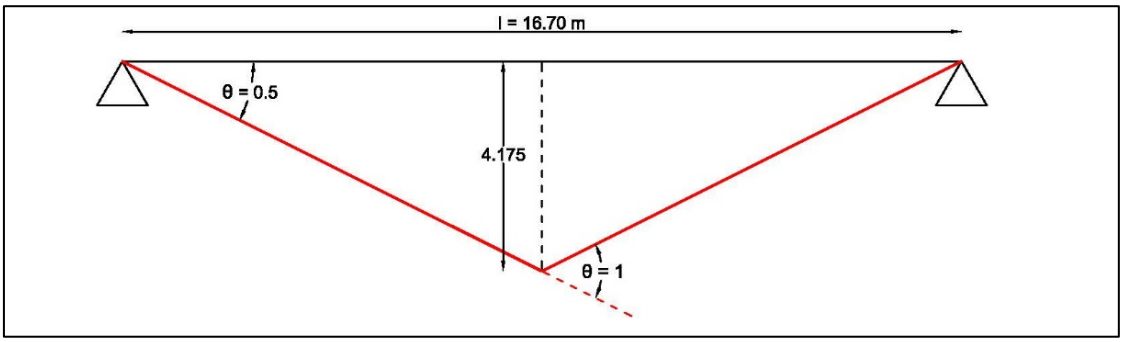


Figura 4-21 - Linea d'influenza momento flettente

La condizione di carico più gravosa risulta quindi essere la seguente (**Figura 4-22**):

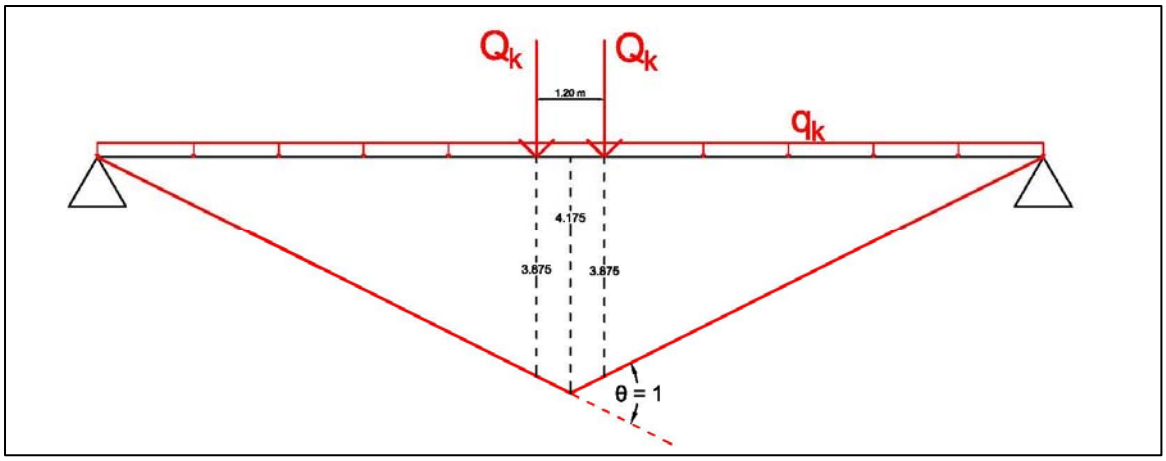


Figura 4-22 - Distribuzione longitudinale carichi NTC impalcato caso studio SS274 km 11+850

La condizione di carico più gravosa, risulta quindi essere quella di seguito rappresentata (**Figura 4-23**):

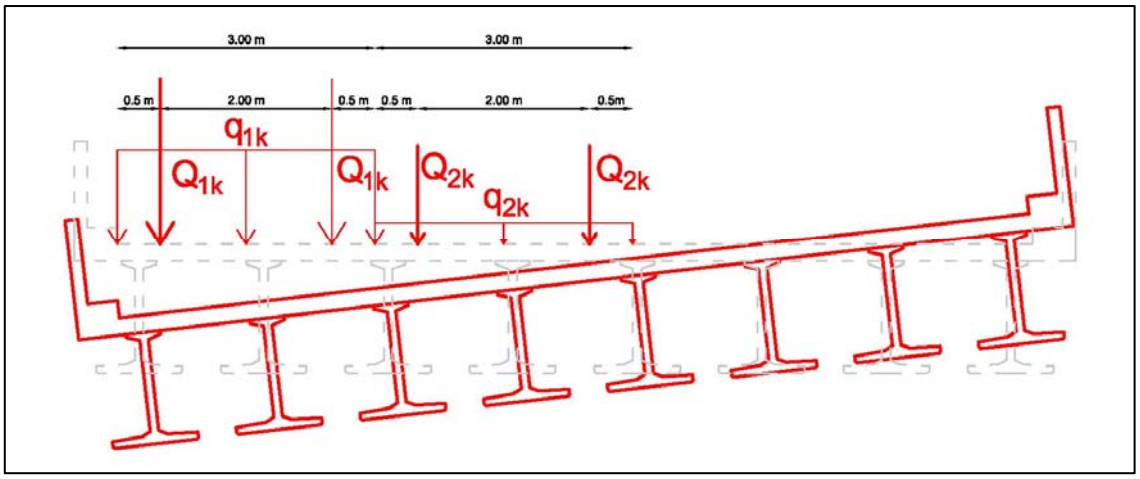


Figura 4-23 - Distribuzione trasversale carichi NTC su impalcato caso studio SS274 km 11+850

Una volta definito lo schema di carico più gravoso si passa al calcolo della sollecitazione massima.

Il momento sollecitante massimo per il carico concentrato tandem, in accordo alla linea d'influenza di seguito rappresentata, vale:

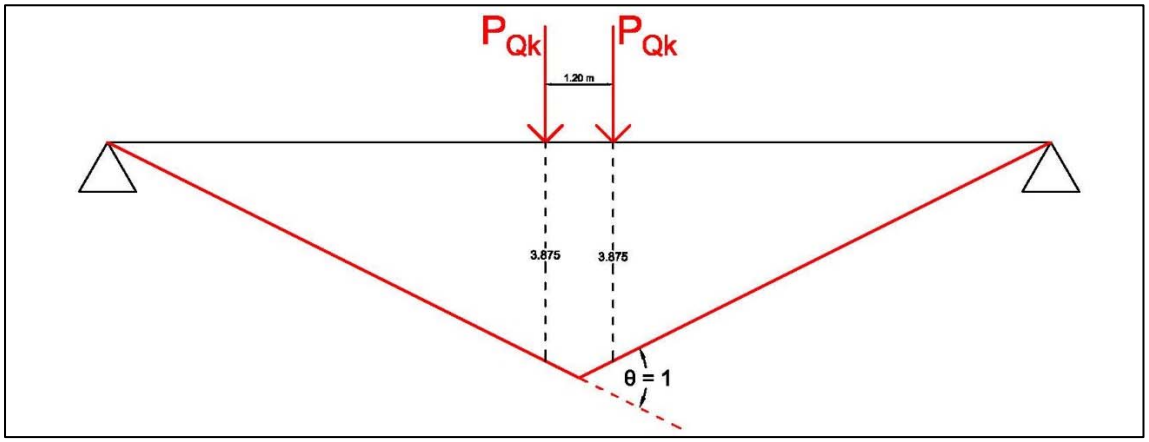


Figura 4-24 - Linea d'influenza carico tandem NTC caso studio SS274 km 11+850

$$M_{s,P} = (2\ x\ 3.875)P_{Qk} = 7.75P_{Qk}$$

Il momento sollecitante massimo per il carico distribuito, in accordo alla linea d'influenza di seguito rappresentata (**Figura 4-25**), vale:

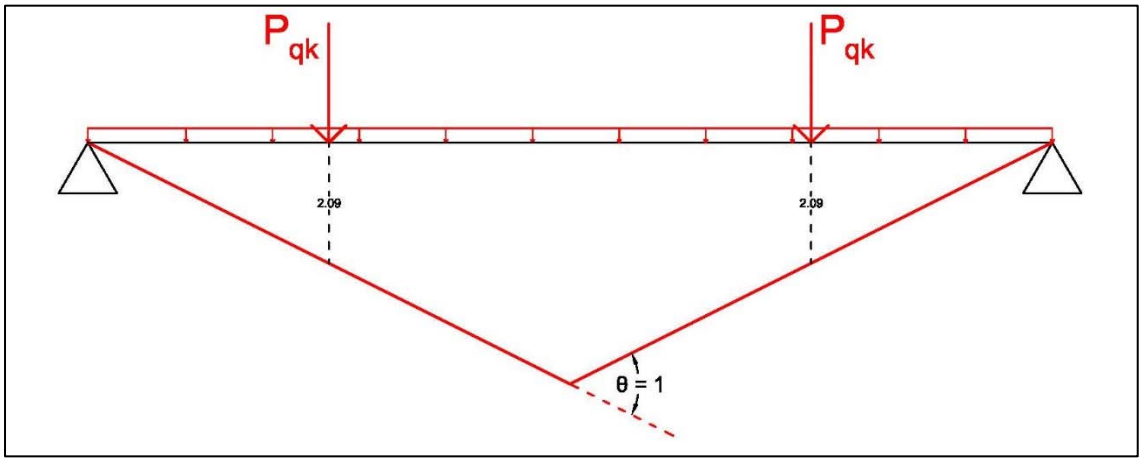


Figura 4-25 - Linea d'influenza carichi diistribuiti NTC caso studio SS274 km 11+850

$$M_{s,q} = (2\ x\ 2.09)P_{qk} = 4.18\ x\frac{16.7}{2}\ p_{qk} = 34.90\ p_{qk}$$

Si valutano in corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi i coefficienti di Courbon riferiti alla trave di bordo come interpolazione lineare dei coefficienti determinati per le travi e si completa il calcolo delle sollecitazioni.

Per i carichi concentrati (**Figura 4-26**):

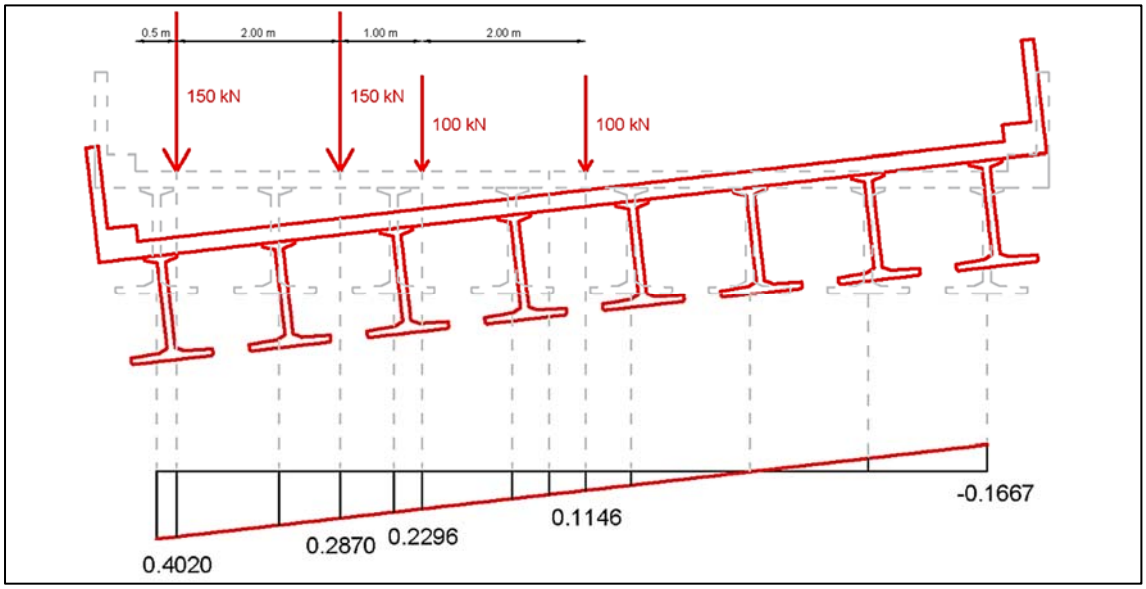


Figura 4-26 - Distribuzione trasversale carichi tandem NTC caso studio SS274 km 11+850

$$P_{Qk} = 0.4020\ x\ 150\ kN + 0.2870\ x\ 150\ kN + 0.2296\ x\ 100\ kN + 0.1146\ x\ 100\ kN = 137.77\ kN$$

Per i carichi distribuiti (**Figura 4-27**):

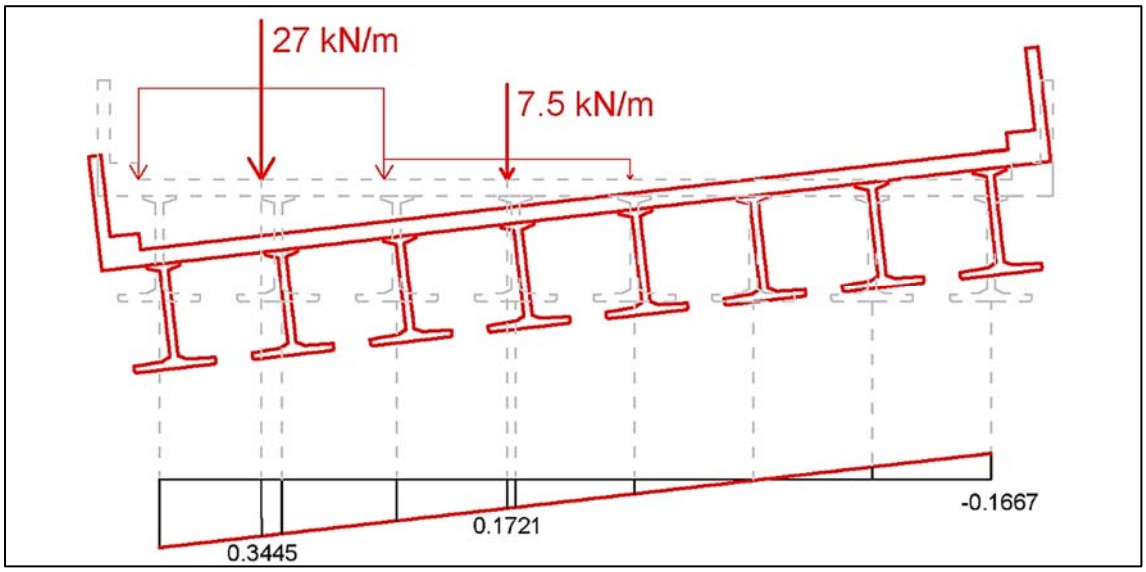


Figura 4-27- Distribuzione trasversale carichi distribuiti NTC caso studio SS274 km 11+850

$$p_{qk} = 0.3445\ x\ 27\frac{kN}{m} + \ 0.1721\ x\ 7.5\frac{kN}{m} = 10.59\frac{kN}{m}$$

Che applicate alle precedenti formulazioni per i momenti sollecitanti, forniscono i seguenti risultati per i carichi da traffico secondo NTC 18:

er il carico concentrato di tipo tandem:

$$M_{s,P} = (2\ x\ 3.875)P_{Qk} = 7.75P_{Qk} = 7.75\ m\ x\ 137.77\ kN = 959.22\ kNm$$

Per il carico distribuito:

$$M_{s,q} = (2\ x\ 2.09)P_{qk} = 4.18\ x\ 16.7/2\ p_{qk} = 34.90\ p_{qk} = 34.90\ m^2 x\ 10.59\frac{kN}{m} = 369.30\ kNm$$

In totale, la sollecitazione di momento dovuta ai carichi variabili vale:

$$M_{s,q} = \ M_{s,P} + M_{s,q} = \ 959.22\ kNm + 363.9\ kNm = 1323.10\ kNm$$

4.8.2 Taglio sull'appoggio

Si richiama la linea d'influenza che massimizza la sollecitazione di taglio sull'appoggio (**Figura 4-28**):

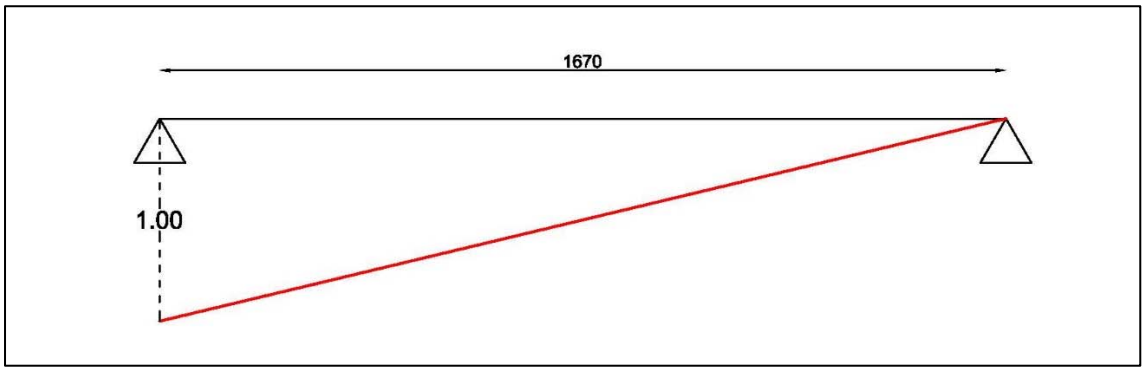


Figura 4-28 - Linea d'influenza taglio

I carichi che ne massimizzano la sollecitazione di taglio, risultano quindi essere i seguenti (**Figura 4-29**):

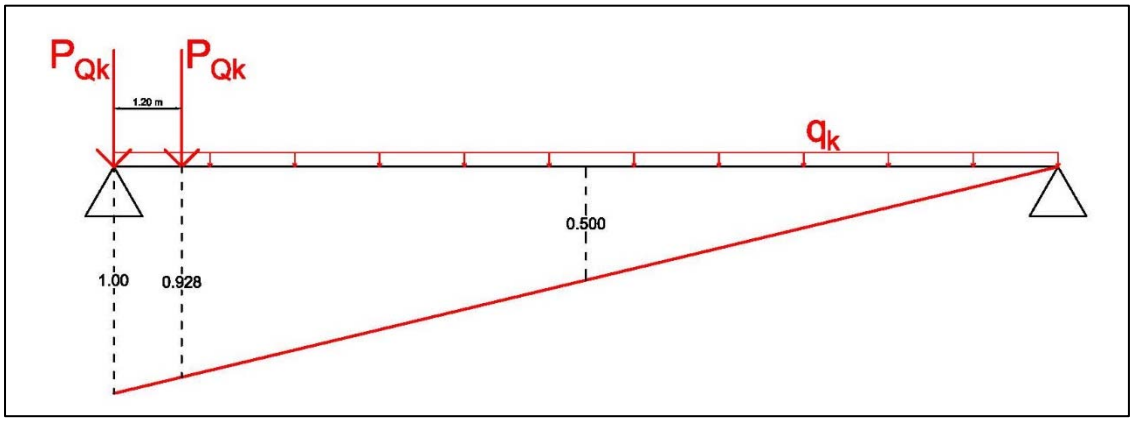


Figura 4-29 - Distribuzione longitudinale carichi NTC massimizzazione taglio sull'appoggio

Si prosegue con il calcolo della sollecitazione di taglio massima.

Per il carico concentrato di tipo Tandem, in accordo alla linea d'influenza di rappresentata in (**Figura 4-30 a**), vale:

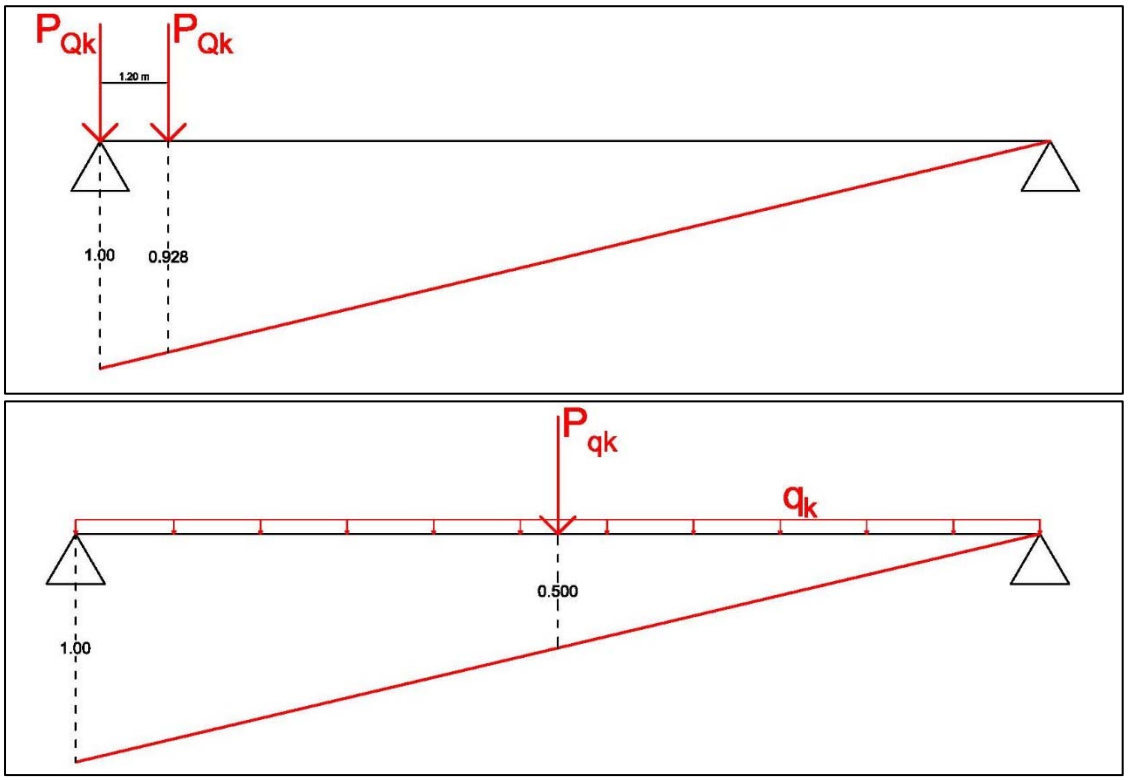


Figura 4-30 a-b - Distribuzione longitudinale carichi NTC massimizzazione taglio sull'appoggio

$$V_{s,P} = P_{Qk} + 0.928P_{Qk} = 1.928P_{Qk}$$

Per il carico distribuito, in accordo alla linea d'influenza di rappresentata in (**Figura 4-30 b**), vale:

$$V_{s,q} = 0.5P_{qk} = 0.5\ x\ 16.7\ p_{qk} = 8.35\ p_{qk}$$

Si valutano in corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi i coefficienti di Courbon come interpolazione lineare dei coefficienti determinati per le travi e si completa il calcolo delle sollecitazioni.

Per i carichi concentrati:

$$P_{Qk} = 0.4020\ x\ 150\ kN + 0.2870\ x\ 150\ kN + 0.2296\ x\ 100\ kN + 0.1146\ x\ 100\ kN = 137.77\ kN$$

Per i carichi distribuiti:

$$p_{qk} = 0.3445\ x\ 27\frac{kN}{m} + \ 0.1721\ x\ 7.5\frac{kN}{m} = 10.59\frac{kN}{m}$$

Che applicate alle precedenti formulazioni per i tagli sollecitanti, forniscono i seguenti risultati per i carichi da traffico secondo NTC 18:

Per il carico concentrato di tipo tandem:

$$V_{s,P} = P_{Qk} + 0.928P_{Qk} = 1.928P_{Qk} = 1.928\ x\ 137.77\ kN = 265.62\ kN$$

Per il carico distribuito:

$$V_{s,q} = 0.5P_{qk} = 0.5\ x\ 16.7\ p_{qk} = 8.35\ p_{qk} = 8.35\ x\ 10.59\ kN = 88.44\ kN$$

Che sommati :

$$V_{s,Q} = V_{s,P} + \ V_{s,q} = 265.62\ kN + 88.44\ kN = 354.06\ kN$$

4.9 Analisi dei carichi non da traffico da NTC18

Per quanto riguarda le azioni del vento sull'impalcato del ponte, la superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3.00 m a partire dal piano viabile.

Per la valutazione dei carichi da vento, questo è assimilato ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte.

Di seguito il calcolo dell'azione del vento in accordo al capitolo 3 delle NTC 18

Zona vento = 3
Velocità base della zona, $V_{b,o}$ = 27 m/s (Tab. 3.3.I)
Altitudine base della zona, A_o = 500 m (Tab. 3.3.I)
Altitudine del sito, A_s = 59 m
Velocità di riferimento, V_b = 27.00 m/s ($V_b = V_{b,o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, T_r = 50 anni
C_r = 1 per T_r = 50 anni
Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b$; C_r = 27.00 m/s

Classe di rugosità del terreno: D
[Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,..)]

Esposizione: Cat. II - Entroterra fino a 30 km dal mare
(K_r = 0.19; Z_o = 0.05 m; Z_{min} = 4 m)
Pressione cinetica di riferimento, q_b = 0.46 kN/m^2

Coefficiente di forma, C_p = 1.00
Coefficiente dinamico, C_d = 1.00
Coefficiente di esposizione, C_e = 1.80
Coefficiente di esposizione topografica, C_t = 1.00
Altezza dell'edificio, h = 3.00 m

Con i dati determinati, si procede quindi alla determinazione della pressione di calcolo del vento

$$p = q_b \; x \; C_e \; x \; C_p \; x \; C_d = 0.82 \; kN/m^2$$

Che sull'altezza di riferimento pari a 4.70 m vale:

$$q_w = p \; x \; l = 0.82 \frac{kN}{m^2} \; x \; 18.20 \; m = 14.92 \frac{kN}{m}$$

Si determina ora il centro di massa dell'impalcato del ponte come rapporto tra la somma dei momenti statici del ponte e la loro massa riassunti nella seguente tabella (**Tabella 4-2**):

Valutazione del centro di massa dell'impacato								
Componente dell'impalcato	Travi	Tr.si T.	Tr.si C.	Soletta	Cordoli	Muretto	Pavim.	TOT.
Massa [kN]	853.6	222.1	177.2	967.3	91.0	136.5	109.9	2557.6
Baricentro dall'estr. [m]	0.82	0.58	0.61	0.10	-0.10	-0.70	-0.10	
Momento statico [kNm]	700.0	128.8	108.1	96.7	-9.1	-95.6	-11.0	917.95

Tabella 4-2 - Valutazione centro di massa impalcato SS 274 km 11+850

Per cui, il centro di massa, dall'estradosso dell'impalcato, si trova a:

$$y_g = \frac{M_s}{G} = \frac{917.95\ kNm}{2557.60\ kN} = 0.359\ m$$

Di seguito una rappresentazione grafica del carico precedentemente descritto (**Figura 4-31**):

aA

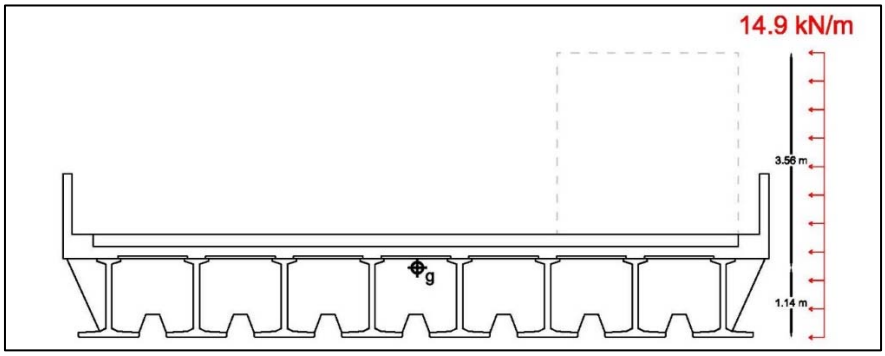


Figura 4-31 - Schematizzazione carichi vento

L'azione orizzontale del vento, genera un momento torcente sull'impalcato pari a:

$$M_{t,w} = q_w\ x\ \frac{3.56^2}{2} - q_w\ x\ \frac{1.14^2}{2} = 14.92\frac{kN}{m}x\ \frac{(3.56\ m)^2}{2} - 14.92\frac{kN}{m}x\ \frac{(1.14\ m)^2}{2} = 84.85\ kNm$$

Che equivale a due cartichi lineari distribuiti sulle travi di bordo pari a:

$$q_w = \frac{M_{t,w}}{l_b x\ L} = \frac{84.85\ kNm}{10.15\ m\ x\ 16.70\ m} = 0.50\ kN/m$$

Di seguito una rappresentazione grafica del risultato precedentemente ottenuto (**Figura 4-32**):

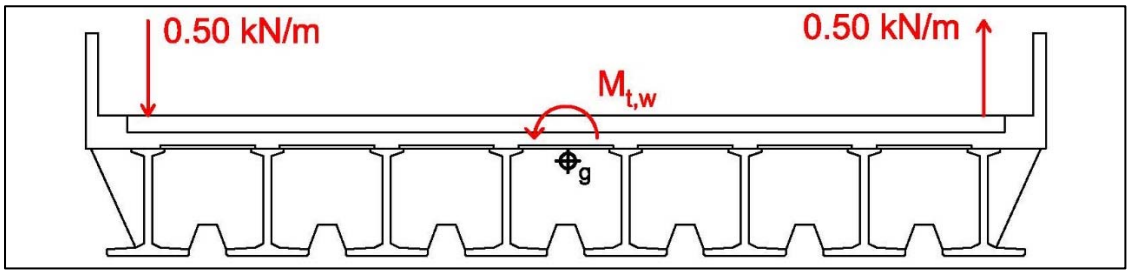


Figura 4-32 - Schematizzazione carichi verticali da vento

4.9.1 Momento sollecitante

In accordo alla linea d'influenza del momento sollecitante in campata:

$$M_{s,w} = 2\ x\ 2.09 P_w = 2\ x\ 2.09\ x\ 8.35\ p_w = 34.90\ p_w$$

In accordo ai coefficienti di Courbon delle travi di bordo (**Figura 4-33**):

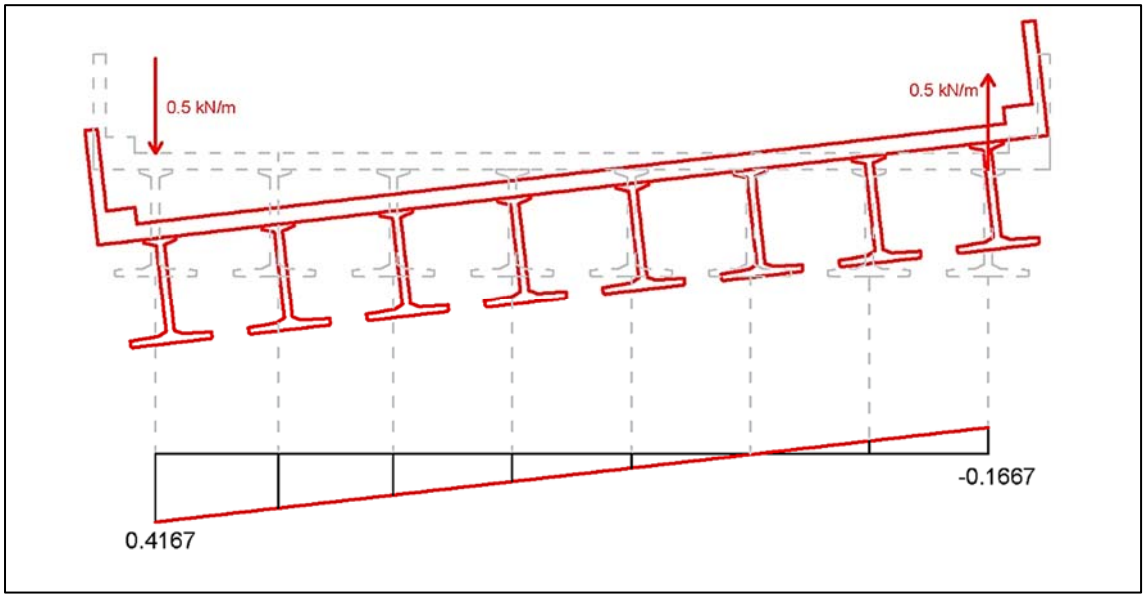


Figura 4-33 - Schematizzazione carichi verticali da vento in accordo ai coefficeinti di Courbon

$$p_w = 0.4167\ x\ 0.5 \frac{kN}{m} + \left(-0.1667\ x - 0.5 \frac{kN}{m}\right) = 0.292\ kN/m$$

Per cui, si valuta in definitiva:

$$M_{s,w} = 2\ x\ 2.09 P_w = 2\ x\ 2.09\ x\ 8.35\ p_w = 34.90\ p_w = 34.90\ m^2 x\ 0.292 \frac{kN}{m} = 10.2\ kNm$$

Con le stessi coefficienti di Courbon si valuta il taglio sollecitante in campata:

$$V_{s,w} = p_w \, x \frac{L}{2} = 0.292 \frac{kN}{m} \, x \frac{16.70 \, m}{2} = 2.43 \, kN$$

4.10 Combinazione delle azioni allo SLU

In accordo alle NTC 18 la combinazione fondamentale allo SLU è la seguente:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3}$$

In accordo alle NTC 18 i coefficienti parziali di sicurezza e i coefficienti di contemporaneità valgono (**Figura 4-34 a-b**):

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}$, $\gamma_{\varepsilon 3}$, $\gamma_{\varepsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	[illegible]	[illegible]	[illegible]
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Figura 4-34 a-b - Coefficienti di sicurezza parziali e di contemporaneità azioni in accordo a NTC 18

In definitiva, combinando le sollecitazioni precedentemente ottenute si ottiene:

- Momento sollecitante in campata

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} + \gamma_{Q2} \psi_{02} M_{s,w}$$
$$= 1.10 \, x \, 542.79 \, kNm + 1.50 \, x \, 516.29 \, kNm + 1.35 \, x \, 1323.20 \, kNm + 1.50 \, x \, 0.60 \, x \, 10.2 \, kNm = 3167.0 \, kNm$$

- Taglio sollecitante sull'appoggio

$$V_s = \gamma_{G1} MV_{s,g1} + \gamma_{G2} MV_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} + \gamma_{Q2} \psi_{02} V_{s,w}$$
$$= 1.10\ x\ 130.10\ kNm + 1.50\ x\ 123.66\ kNm + 1.35\ x\ 354.06\ kNm$$
$$+ 1.50\ x\ 0.60\ x\ 2.43\ kNm = 808.7\ kN$$

4.11 Valutazione della portata statica dell'impalcato

4.11.1 Valutazione del tiro dei trefoli

In questo caso studio non sono presenti le informazioni circa i criteri di progettazione dell'impalcato, si rende quindi necessaria una stima della forza di precompressione ai quali la trave è stata sottoposta in fase di pretesatura.

La stima si è basata sulle informazioni presenti sui seguenti documenti:

- "*Giornate del cemento armato precompresso*" - A.N.I.C.A.P. - Roma 1954
- D.M. 30 Maggio 1972 - *Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso a struttura metallica.*

Dal primo documento si sono estratte le informazioni circa le caratteristiche, le fasi di produzione e gli impieghi comuni delle travi del tipo di quelle costituenti l'impalcato da ponte oggetto di analisi, in particolare:

- Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

$$R_{ak} = 1865\ MPa$$
$$R_{yk} = 1470 MPa$$

L'acciaio armonico trafilato, di produzione italiana, ha un carico di rottura di 190-200 *kg/mmq*, un limite convenzionale elastico di 150-160 *kg/mmq* ed un allungamento percentuale a rottura del 6-8 %.

- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

$$R'_{bk(28\,gg)} = 50\ MPa$$

$$R'_{bk(72h)} = 41\ MPa$$

I valori della resistenza a compressione di conglomerati stagionati identicamente a quelli costituenti la T.A.S., valgono mediamente 420,520 *kg/cmq*, rispettivamente a 72 ore dal getto, a 28 giorni.

- Indicazioni sul tiro dei trefoli

Le treccioline vengono messe in tensione preventiva a 135 *kg/mmq*, mediante appositi tenditori a martinetti idraulici, situati alle estremità dei banchi di produzione.

Lo sbloccaggio dei tenditori di estremità, che procura la coazione nelle T.A.S., avviene a 72 ore dal getto; subito dopo si tagliano le treccioline d'acciaio in corrispondenza dei modesti vani tra le coppie dei setti divisori ed alle estremità dei banchi; quindi si sformano le travi che sono così pronte per la spedizione e l'impiego.

Delle norme tecniche del 1972 sono risultate molto utili le indicazioni contenute nel capitolo: *Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione e il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato precompresso ai sensi della legge 5 novembre 1971.* In particolare, si sono estratte le informazioni circa le tensioni ammissibili per l'acciaio e il calcestruzzo al momento del confezionamento delle travi prefabbricate.

- Tensioni iniziali ammissibili lato CLS

$$\overline{\sigma'_b}_c = 0.48\, R'_{bk(72h)} = 0.48\, x\, 41\, MPa = 19.7\, MPa$$

$$\overline{\sigma'_b}_t = 0.08\, R'_{bk(72h)} = 0.08\, x\, 41\, MPa = 3.3\, MPa$$

1.4.2. *Tensioni iniziali.*

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}'_b = 0{,}48\, R'_{bkj}$; essendo R'_{bkj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura, calcolata con le stesse modalità di cui al punto 1.3. per R'_{bk}.

Sono ammesse tensioni di trazione $\bar{\sigma}_b = 0{,}08\, R'_{bkj}$

- Tensioni ammissibili in esercizio lato CLS

$$\overline{\sigma'_b}_c = 0.38\, R'_{bk(28gg)} = 0.38\, x\, 50\, MPa = 19.0\, MPa$$

$$\overline{\sigma'_b}_t = 0.06\, R'_{bk(28gg)} = 0.08\, x\, 41\, MPa = 3.0\, MPa$$

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione il valore $\bar{\sigma}'_b = 0{,}38\, R'_{bk}$. Sono ammesse tensioni di trazione al massimo uguali a $\bar{\sigma}_b = 0{,}06\, R'_{bk}$.

- Tensioni ammissibili lato acciaio

$$\sigma_{ap} = 0.60\ R_{ak} = 0.60\ x\ 1865\ MPa = 1120\ MPa$$

trefoli	$\begin{cases} \sigma_{apl} \leq 0{,}90\ R_{ak}\ G\ (1) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{ap} è il massimo di cui è consentita la presa in conto per valutare gli effetti favorevoli della precompressione.

Dai documenti a disposizione, lo schema interno dei trefoli e rappresentato di seguito (**Figura 4-35**):

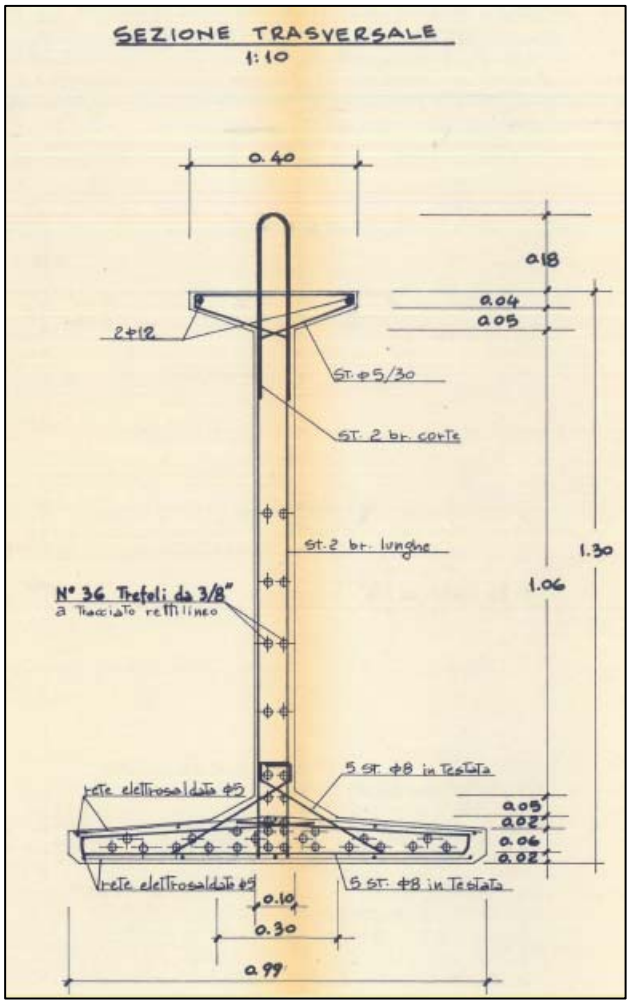


Figura 4-35 - stralcio disegni di progetto sezione trasversale trave precompressa

Ai fini dei successivi calcoli, la disposizione dei trefoli viene schematizzata concentrando tutta l'armatura nel baricentro della stessa, determinato, a partire dal lembo superiore della trave a 1.119 m. Di seguito una rappresentazione del modello di calcolo dell'armatura di precompressione(**Figura 4-36**):

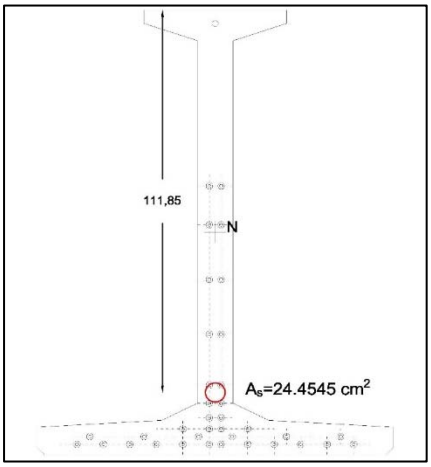


Figura 4-36 - Schematizzazione di calcolo armatura di precompressione trave

L'area della trave longitudinale è pari a 0.2371 m², il suo peso proprio vale:

$$g_{1b} = 0.2371\ m^2\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 5.928\frac{kN}{m}$$

Dai quali si determina il momento sollecitante dovuto al peso proprio:

$$M_{s,g1b} = \frac{g_{1b}\ x l_t^2}{8} = 5.928\frac{kN}{m}\ x\frac{(18\ m)^2}{8} = 240.1\ kNm$$

Dopo alcuni tentativi si è arrivati a stimare un tiro dell'armatura di precompressione al martinetto pari a 1120 Mpa, questa ipotesi è confermata dalla corrispondenza delle tensioni sviluppate nella sezione ai limiti precedentemente dedotti dalle norme tecniche del 1972 sia nelle fasi di tensionatura che nelle fasi di esercizio, come sarà illustrato in seguito:

TAGLIO DEI TREFOLI (72h)

Come precedemente dedotto dall'articolo di presentazione delle travi di tipo TAS sul giornate "*Giornate del CAP*" si assume che la resistenza del CLS al taglio dei trefoli, cioè dopo 72 ore dal getto sia pari a:

$$R'_{bk(72h)} = 41\ MPa$$

Assumendo un tiro pari a 1200 Mpa si ottiene il seguente diagramma delle sollecitazioni (**Figura 4-37**):

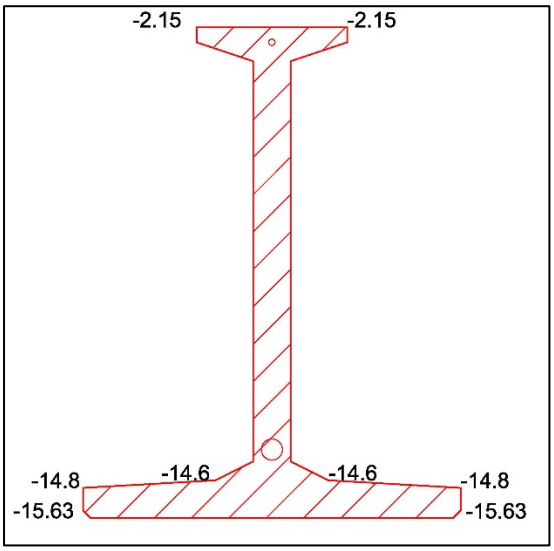


Figura 4-37 - Tensioni sezione trave al taglio dei trefoli

Le tensioni al lembo inferiore e al lembo superiore sono entrambe di compressione per cui:

$$15.63\ MPa < \overline{\sigma'_b}_c = 19.7\ MPa$$

e rientrano, quindi, nelle tensioni ammissibili prescritte dalla normativa di riferimento.

ESERCIZIO (t = ∞)

In esercizio, gli impalcati realizzati con travi TAS, sono costituiti anche da un solettone collaborante reso monolitico alle travi precompresse tramite aramtura opportunamente predisposta in fase di realizzazzione in impianto. Per questo, per la valutazione delle tensioni in esercizio si considererà oltre che alla trave, una soletta collaborante di 20 cm di altezza.

Come precedemente dedotto dall'articolo di presentazione delle travi di tipo TAS sul giornate "Giornate del CAP" si assume che la resistenza del CLS a tempo infinito sia pari a

$$R'_{bk(28\,gg)} = 50\ MPa$$

Inoltre, tramite la seguente informazione:

> La caduta complessiva di tensione si presuppone quindi del 18 % circa e questo dato è confortato da lunghe esperimentazioni, oggetto della recente comunicazione del chiarissimo prof. Cestelli.

Si assume che a tempo infinito la tensione nei cavi sia pari a:

$$\sigma_{ap}(t = \infty) = 0.82\ x\ \sigma_{ap} = 0.82\ x\ 1120\ MPa = 918\ MPa$$

Si assume che il carico di esercizio sia pari al contributo dei carichi permanenti e dei carichi portati, come precedenetemente calcolato, pari a:

$$M_{s,g1} = \frac{g_1\ x\ l_c^2}{8} = \frac{15.57\,\frac{kN}{m}\,x\,(16.70\ m)^2}{8} = 542.79\ kNm\ \ (campata)$$

$$M_{s,g2} = \frac{g_2\ x\ l_c^2}{8} = \frac{10.67\,\frac{kN}{m}\,x\,(16.70\ m)^2}{8} = 371.96\ kNm\ \ (campata)$$

$$M_{s,q} = M_{s,qm} + M_{s,qa} = 1306.06\ kNm + 122.93\ kNm = 1429.0\ kNm\ (campata)$$

Per cui:

$$M_{s,eser.} = M_{s,g1} + M_{s,g2} + M_{s,q} = (542.79 + 371.96 + 1429.00)\ kN = 2343\ kNm$$

Le tensioni interne alla sezione risultano essere le seguenti (**Figura 4-38**):

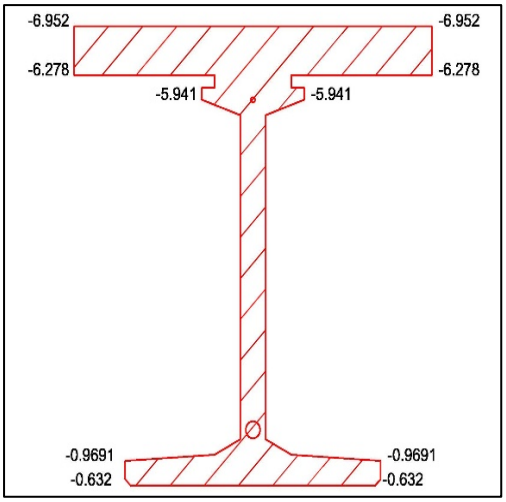


Figura 4-38 - Tensioni trave in esercizio

Risultano tensioni di compressione sia al lembo inferiore che al lembo superiore:

$$6.95\ MPa < \overline{\sigma'_b}_c = 19.0\ MPa$$

Per cui all'interno delle tensioni ammissibili prescritte dalla normativa.

Le precedenti valutazioni permettono di affermare che il tiro dei trefoli, in fase di confezionamento delle travi sia pari a 1200 MPa.

4.11.2 Valutazione delle caratteristiche dei materiali

Di seguito si descrivono le assunzioni fatte per valutare le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti.

Essendo un'opera esistente, considerando la documentazione disponibile, le informazioni sui materiali da prove in situ e la conoscenza storica dell'opera si assume un livello di conoscenza pari a 2, pari a un fattore di confidenza sulle caratteristiche dei materiali (FC) uguale a 1.20, in accordo con la seguente (**Figura 4-39**) desunta dal capitolo delle NTC 18

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *indagini limitate* in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *prove limitate* in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini estese* in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con *prove limitate* in situ; in alternativa da *prove estese* in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con *indagini limitate* in situ; in alternativa *indagini esaustive* in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con *prove estese* in situ; in alternativa da *prove esaustive* in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 4-39 - Fattori di confidenza associati ai livelli di conoscenza secondo NTC18

In particolare, si assumono le seguenti caratteristiche meccaniche per i materiali costituenti l'impalcato:

- CLS SOLETTA

  Per il calcestruzzo della soletta si hanno a disposizione dei certificati di prova sulla resistenza caratteristica a compressione di opere del medesimo periodo di costruzione e della medesima tipologia di costruzione messi a disposizione da ANAS

  In particolare, la documentazione di riferimento è la seguente:

  "La società Geoprove S.r.l., è stata incaricata dalla IRCOP S.P.A., via Appennini, 52 – 00198 ROMA, di effettuare delle indagini strutturali per interventi di manutenzione straordinaria per la riqualificazione dell' itinerario Bari-Brindisi-Lecce. Lotto 3 Stralcio 1 – S.S. 379 dal Km 000 + 000 al Km 005 + 000. Esecuzione indagini sulle strutture.
  I risultati delle prove effettuate sono riportati nel rapporto di prova n. 206/20 verb. n.50a/20."

  I risultati delle prove sono sintetizzati di seguito:

  SS 379 km 0+016

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1571	146.3	21.1
C2	SOLETTA	94	99	6939.8	1494	131.1	18.9
C3	SOLETTA	94	103	6939.8	1580	140.1	20.2

SS 379 km 0+358

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1592	165.1	23.8
C2	SOLETTA	94	99	6939.8	1429	151.9	21.9
C3	SOLETTA	94	99	6939.8	1533	142.2	20.5

SS379 km 1+511

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1579	139.8	20.14
C2	SOLETTA	94	99	6939.8	1496	129.9	18.73

SS379 km 2+887

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1591	136.5	19.67
C2	SOLETTA	94	99	6939.8	1532	127.7	18.41

SS379 km 4+788

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1581	142.9	20.6
C2	SOLETTA	94	103	6939.8	1586	131.1	18.9
C3	SOLETTA	94	100	6939.8	1577	121.4	17.5

Dai precedenti dati risulta che la media delle misurazioni è pari a 20.02 MPa, e considerando il fattore di confidenza pari a 1.20 si assume:

$$f_{ck} = \frac{20.02\ MPa}{1.2} = 16.7\ MPa$$

La resistenza di progetto a compressione vale quindi:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_g} = \frac{16.7\ MPa}{1.5} = 11.1\ MPa$$

- ACCIAIO

Dalle indicazioni sulla prefabbricazione delle travi TAS da parte della SCAC si assume che la tensione di snervamento caratteristica dei trefoli di acciaio sia pari a:

$$f_{yk} = 1470\ MPa$$

Da cui la resistenza di progetto pari a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC\ \gamma_s} = \frac{1470\ MPa}{1.20\ x\ 1.15} = 1065\ MPa$$

4.11.3 Valutazione della resistenza a momento flettente della sezione di campata

Per il calcolo delle resistenze della sezione, le armature sono state schematizzate nel seguente modo (**Figura 4-40**), dove quelle in rosso rappresentano le armature da precompressione e quelle in nero le armature lente:

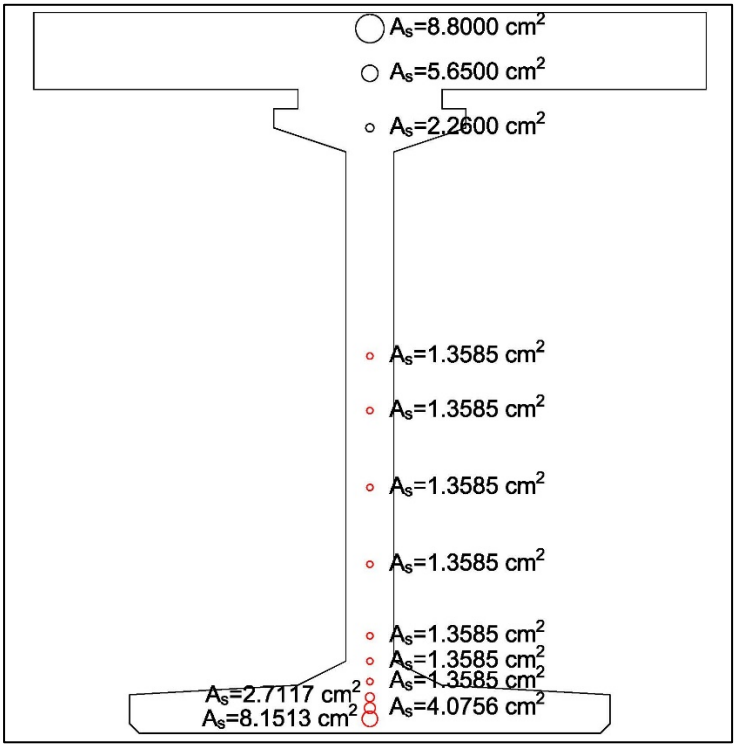


Figura 4-40 - Schematizzazione armature trave per il calcolo del momento resistente

Modellando, come precedentemente descritto, la sezione attraverso il software VCASlu, si ottiene il momento resistente di progetto della sezione, che sviluppa le seguenti tensioni (**Figura 4-41**):

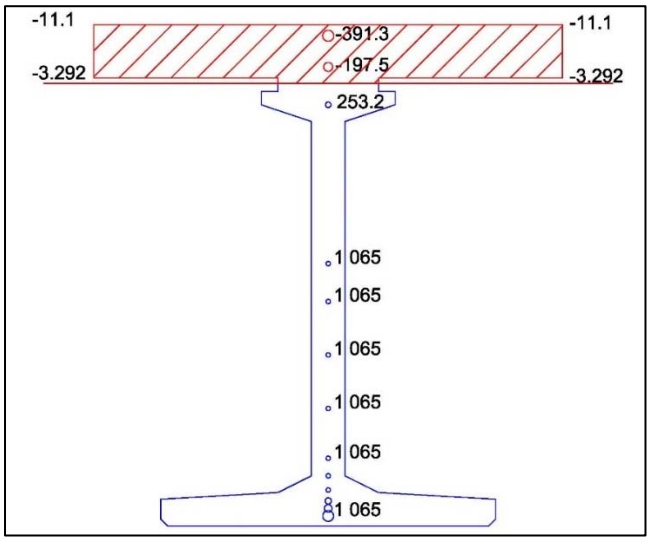


Figura 4-41 - Tensioni trave allo SLU

E quindi un momento reistente di progetto pari a:

$$M_{Rd} = 3270\ kNm$$

4.11.4 Valutazione della resistenza a taglio della sezione di appoggio

In testata, si hanno le seguenti informazioni riguardo l'armatura trasversale (**Figura 4-43 a-b-c**):

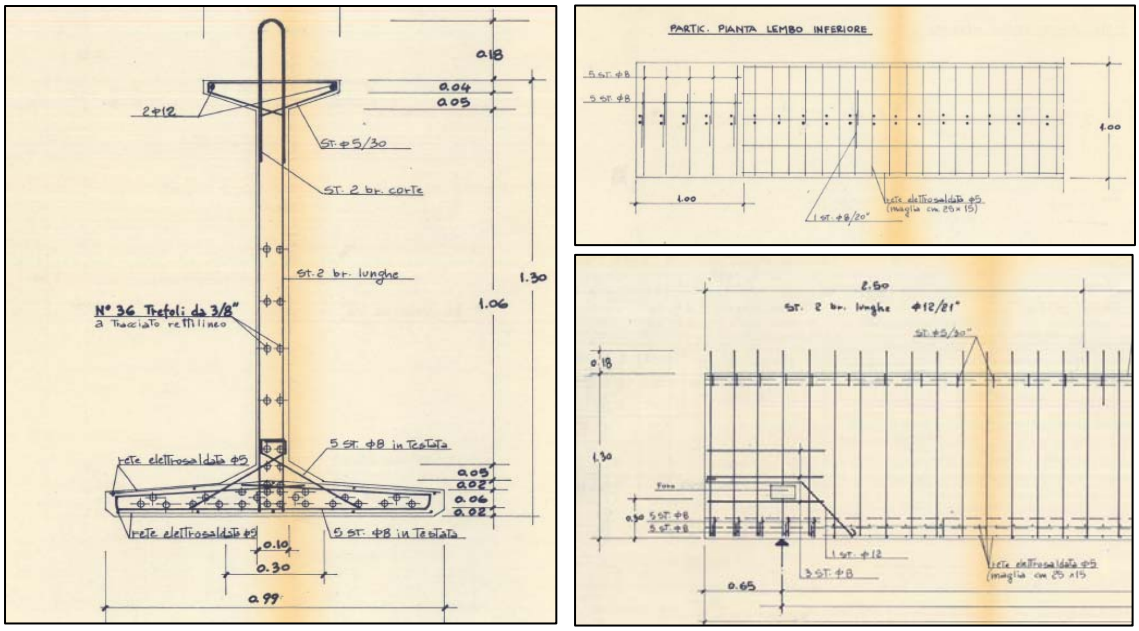


Figura 4-42 a-b-c - Stralci diesgni di progetto armatura trasversale

L'armatura trasversale è quindi formata da:

- Staffe 2 bracci diametro 8 mm, interasse 0.25 m

$$A_{sw1} = 100.5\ mm^2$$

- Staffe 2 bracci diametro 8 mm, interasse 0.25 m

$$A_{sw2} = 100.5\ mm^2$$

- Staffe 2 bracci lunghe diametro 12 mm, interasse 0.25 m

$$A_{sw3} = 226.2\ mm^2$$

L'area dell'armatura trasversale è quindi pari a:

$$A_{sw} = A_{sw1} + A_{sw2} + A_{sw3} = 100.5\ + 100.5 + 226.2\ = 427.2\ mm^2$$

Assumendo che l'armatura ordinaria sia di tipo Fe B 44 ad aderenza migliorata, in accordo con le normative dell' epoca (**figura 4.43**) si assumono i seguenti valori:

Tipo di acciaio		A 38	A 41	Fe B 44
Tensione caratteristica di snervamento	kg/mm²	≥ 38	≥ 41	≥ 44
Tensione caratteristica di rottura	kg/mm²	≥ 46	≥ 50	≥ 55
Allungamento A_s	%	≥ 14	≥ 14	≥ 12

f_{yk} = 440 Mpa

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC\ \gamma_s} = \frac{440}{1.20\ x\ 1.15}$ = 320 Mpa

Figura 4-44 - Tensioni di progetto armatura impalcato

Inoltre, si assume:

$ctg\theta$ = 2.5

In accordo alle NTC18, con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9\ d\frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)sin\alpha$$
$$= 0.9\ x\frac{1280\ mm}{250\ mm}\ x\ 427.2\ mm^2 x\ 320\frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 1574.8\ kN$$

In accordo alle NTC18, con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1280\ mm\ x\ 300\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)}$$
$$= 1891.9\ kN$$

Quindi la resistenza di progetto a taglio della sezione è pari a

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1574\ kN$$

Allo SLU, secondo i carichidelle NTC18 il taglio sollecitante sull'appoggio risulta essere pari a:

$$V_{sdNC18} = 808.7\ kN$$

Secondo i carichi militari delle normative del 1962 il taglio sollecitante sull'appoggio risulta essere:

$$V_{sd1962} = 540.41\ kN$$

5 Caso studio di un impalcato da ponte sulla SS685

5.1 Premessa

Il seguente capitolo tratta dell'analisi delle risorse statiche residue di un cavalcavia esistente al fine di valutarne e classificare la sicurezza su base prestazionale attraverso il caso studio di un viadotto tra la SS 685 e la SS 4 - Salaria (Roma – Ascoli Piceno), situato nel comune di Arquata del Tronto in provincia di Ascoli Piceno. A supporto del presente caso studio è stata resa disponibile la seguente documentazione:

- Parte della documentazione di progetto, resa disponibile da ANAS c/o gli archivi della Provincia di Ascoli Piceno, che ha come titolo "*Perizia di variante tecnica e suppletiva (31 maggio 1976) – Lotto I – Variante stradale con galleria alla strada provinciale di Forca Canapine per il miglioramento delle comunicazioni tra la S.S. N° 4 … "Salaria" … e le zone interne verso Norcia*".

- Esecuzione di una campagna di rilievi celerimetrici, controlli geometrici e dimensionali a campione, eseguita a luglio 2017.

- Esecuzione di una campagna di indagini conoscitive sulle strutture, eseguita a luglio 2017.

5.2 Descrizione dell'opera

Figura 5-1 - Caso studio viadotto SS 685

L'opera in esame (**Figura 5-1**), meglio definita in due viadotti sulla SS 685, fa parte dello svincolo di collegamento tra la strada statale SS 685 a doppio senso di marcia e la strada statale Salaria SS 4 (Roma – Ascoli Piceno), situato nel comune di Arquata del Tronto in provincia di Ascoli Piceno.I due viadotti, a singola corsia di marcia, sono ubicati su due rami del suddetto svincolo entrambi con campate che sovrappassano la SS 4 e saranno identificati di seguito con cavalcavia A (collega la SS685 alla SS4 in direzione Ascoli Piceno) e cavalcavia B (ramo che provenendo da Roma collega la SS 4 alla SS 685).

L'analisi si concentrerà sull'impalcato di lunghezza 22.10 m a schema statico semplicemente appoggiato del cavalcavia B.

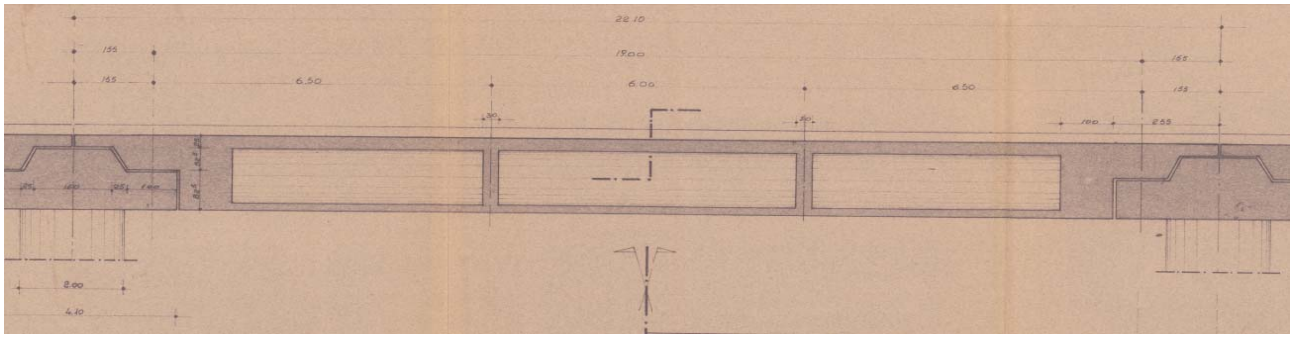
5.3 Caratteristiche geometriche e aspetti costruttivi

La descrizione dell'opera oggetto di valutazione di sicurezza, esposta in termini di caratteristiche dimensionali e costruttive, si basa sulle informazioni contenute nella documentazione di progetto reperita e integrata con la campagna di rilievi e indagini che è stata eseguita recentemente.

Lo sviluppo longitudinale del cavalcavia B è di circa 116.00 m, sono presenti una spalla con struttura chiusa triangolare con asse curvilineo di sviluppo circa pari a 31.00 m e una spalla scatolare, 3 campate semplicemente appoggiate di cui una con asse curvilineo di sviluppo pari a 15.00 m (sovrappasso sulla SS 4) e le altre 2 con asse rettilineo di lunghezza pari a 20.00 m e 22.00 m, infine è presente una campata a telaio di lunghezza 27.50 m. Le parti di opera presenti con asse curvilineo presentano un raggio costante pari a 45.00 m.

Nelle parti di interesse al presente capitolo, le opere sono state realizzate in c.a. non precompresso.

Le campate semplicemente appoggiate presentano la tipologia costruttiva Gerber con appoggio su stampelle a sbalzo dalle pile, secondo la configurazione di seguito rappresentata (**Figura 5-2 a**):



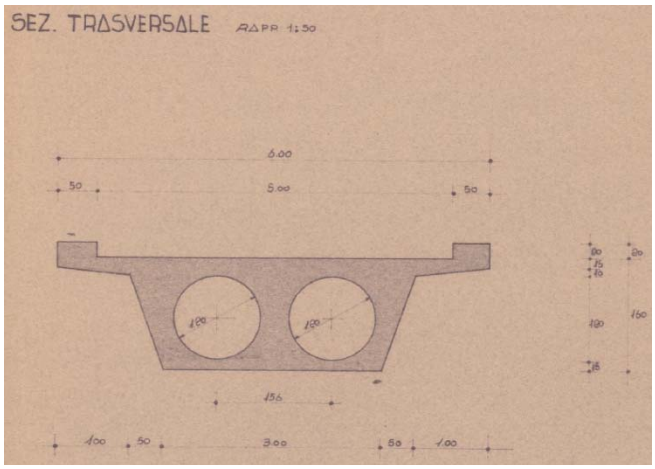


Figura 5-2 a-b - Stralci disegni di progetto impalcato

Gli impalcati sono realizzati in c.a. con sezione a cassone di altezza 1.60 m alleggerito con due fori di diametro 1.20 m (**Figura 5-2 b**), la soletta inferiore presenta larghezza pari a 3.00 m e la soletta superiore una larghezza pari a 6.00 m compresi i due cordoli di bordo di larghezza 0.50 m e altezza 0.20 m. Le pile sono a singolo fusto e a sezione circolare piena di diametro 2.00 m;

tutte le sottostrutture sono a fondazione profonda con pali di diametro pari a 1.20 m.

5.4 Analisi della relazione di progetto

La relazione di progetto è stata acquisita dal documento: "*Calcoli di stabilità Op. 6 e 7*" della documentazione d'archivio precedentemete citata.

Si sono rilevate alcune difformità rispetto alla relazione originaria che sono di seguito elencate:

- Difformità sulle armature longitudinali poste all'intradosso della sezione di mezzeria della campata appoggiata P3-SPB: è stato rilevato un interasse di circa 12 cm su una estensione di 240 cm pari a 21 barre rispetto a 37 barre nel progetto originario.
- Difformità sul diametro delle armature longitudinali poste all'intradosso della sezione di mezzeria della campata appoggiata SPA-P1: è stato rilevato un diametro 22 mm rispetto a 24 mm del progetto originario.
- Difformità sul diametro delle armature longitudinali poste all'intradosso della sezione di mezzeria della campata continua sulle pile P1-P2: è stato rilevato un diametro 22 mm rispetto a 24 mm del progetto originario.

5.5 Analisi dei carichi

5.5.1 Permanenti strutturali

Si assume un peso proprio del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3.

Il carico permanente strutturale costituito dall'impalcato a cassone (**Figura 5-3**) è stato modellato come composizione delle seguenti parti:

- Carico uniformemente distribuito della sezione tipo dell'impalcato, di seguito rappresentata.

  La sezione ha un area di 4.063 m^2, per cui si determina il carico pari a:

$$g_{1,c} = 4.063\ m^2\ x\ 25\ \frac{kN}{m^3} = 101.6\ kN/m$$

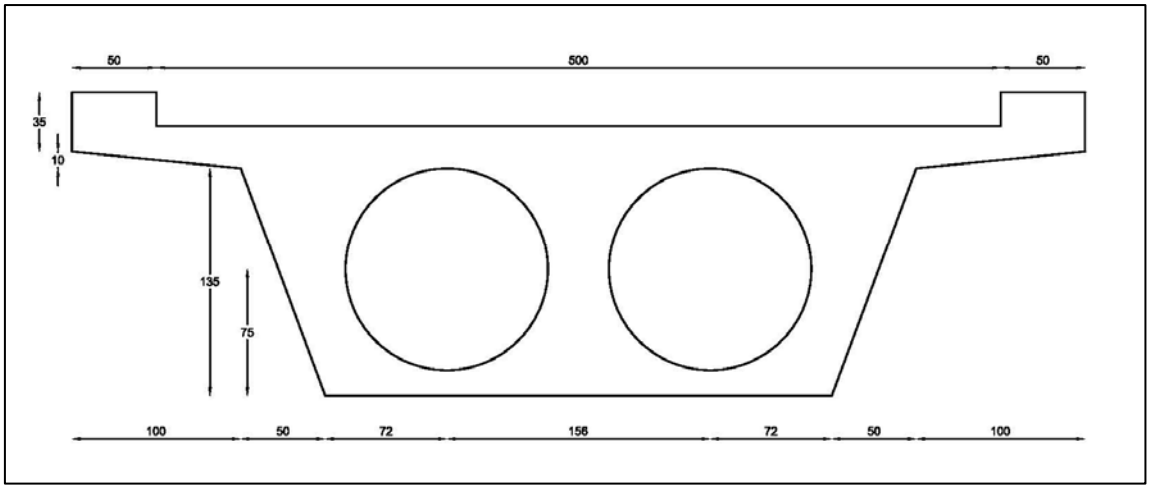
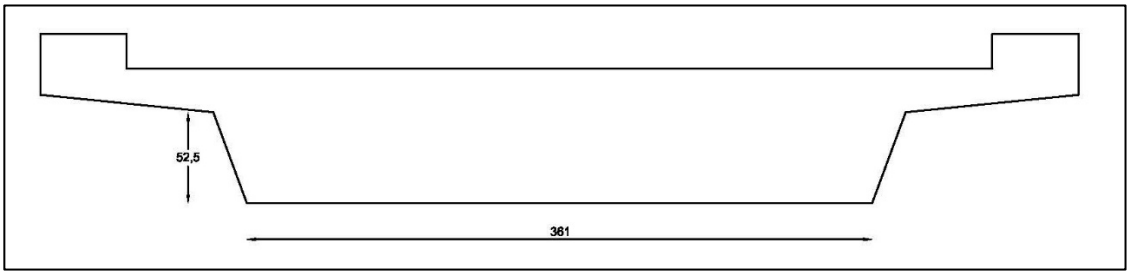


Figura 5-3 - Sezione cassone

- Carico uniformemente distribuito delle sezioni di appoggio

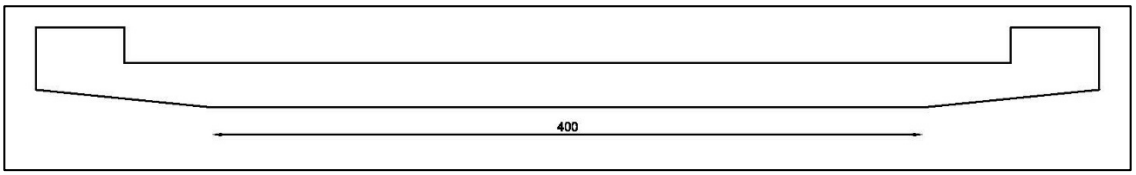
La prima sezione ha un area di 3.597 m², per cui si determina il carico pari a:

$$g_{1,c1} = 3.597\ m^2\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 89.925\ kN/m$$



La seconda sezione ha un area di 1.600 m², per cui si determina il carico pari a:

$$g_{1,c2} = 1.600\ m^2\ x\ 25\frac{kN}{m^3} = 40.000\ kN/m$$



Tra la prima e la seconda sezione si modella una transizione graduale del carico uniformemente distribuito corrispondente al peso proprio.

- Irrigidimenti trasversali
  La sezione, presenta degli irrigidimenti trasversali di testa e di campata corrispondenti a dei tratti in cui si interrompe la sezione standard bicellulare per utilizzare una sezione piena. Questi irrigidimenti sono modellati come carichi puntuali posizionati in corrispondenza delle parti di cassone piene.
  I traversi di testata presentano uno spessore di 1.00 m, per cui si modella un carico pari a:

$$G_{1,tt} = 2\ x\ 1\ m\ x \frac{\pi(1.20\ m)^2}{4} x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 56.54\ kN$$

  I traversi di campata presentano uno spessore di 0.30 m, per cui si modella un carico pari a:

$$G_{1,tc} = \ 0.30\ m\ x \frac{\pi(1.20\ m)^2}{4} x\ 25 \frac{kN}{m^3} = 16.96\ kN$$

Componendo i precedenti carichi, l'impalcato del ponte risulta caricato nel seguente modo (**Figura 5-4**):

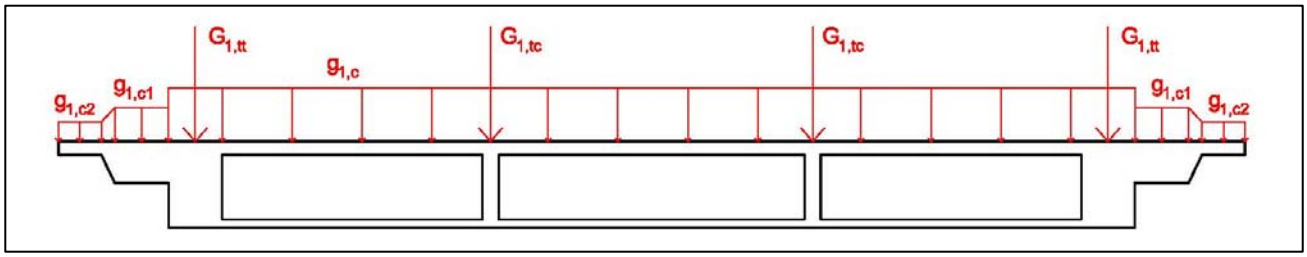


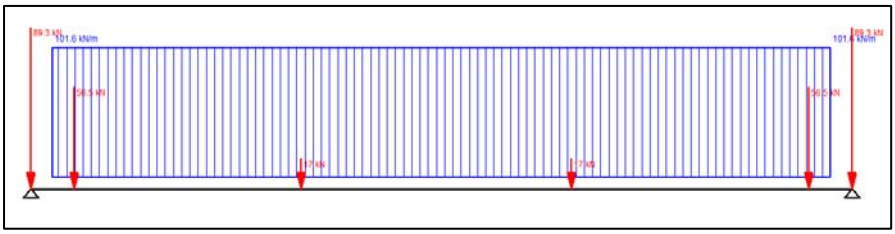
Figura 5-4 - disrtibuzione carichi da peso proprio elelementi strutturali

Si procede con la determinazione delle sollecitazioni agenti sull'impalcato.

Al fine di combinare le sollecitazioni allo SLU si dividono le azioni i favorevoli e sfavorevoli, inserendo nella prima categorie quelle agenti sugli sbalzi esterni all'appoggio dell'impalcato e nella seconda tutti gli altri.

I carichi agenti sulle mensole (rappresentati nell'immagine) provocano due momenti concentrati, applicati in corrispondenza degli appoggi, di tipo "favorevole", pari a 46.9 kNm che sollecitano la mezzeria dell'impalcato con un momento flettente pari a -46.9 kNm e con un taglio in corrispondenza dell'appoggio pari a 0 kN. La reazione sull'appoggio è pari a 48.2 kN.

I carichi applicati sulla luce della trave (rappresentati nell'immagine) sono di tipo "sfavorevole" e sollecitano la mezzeria dell'impalcato con un momento flettente pari a 4737.00 kNm e con un taglio in corrispondenza dell'appoggio pari a 988.1 kN. La reazione sull'appoggio è pari a 1077 kN.



Assumendo i coefficienti di sicurezza parziali di tipo EQU dalle norme NTC18

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00

Si ottiene:

$$M_{s,g1,SLU} = 0.9\ x\ (-46.9\ kNm) + 1.1\ x\ 4737\ kNm = 5168.50\ kNm$$

$$V_{s,g1,SLU} = 1.1\ x\ 988.1\ kNm = 1086.91\ kN$$

$$R_{s,g1,SLU} = 1.1\ x\ (1077 + 48.2)\ kNm = 1237.72\ kN$$

5.5.2 Permanenti non strutturali

Si assume un peso proprio del conglomerato bituminoso pari a 23 kN/m^3

I carichi permanenti non strutturali comprendono la pavimentazione e la barriera di sicurezza stradale.

Figura 5-5 - Stato di fatto pavimerntazione stradale

Come visibile dall'immagine (**Figura 5-5**), attualmente lo strato di conglomerato bituminoso raggiunge la parte superiore del cordolo. Si desume uno spessore di conglomerato bituminoso pari a 20 cm, per cui il carico per metro lineare si stima essere pari a:

$$g_{2,p} = 0.20\ m\ x\ 5.00\ m\ x\ 23\frac{kN}{m^3} = 23.00\frac{kN}{m}$$

In relazione all'immagine si può vedere anche come attualmente sia presente una barriera tripla onda che ha un peso da catalogo pari a 83 kg/m, per questo si stima un carico per metro lineare pari a:

$$g_{2,b} = 2\ x\ 0.814\frac{kN}{m} = 1.63\frac{kN}{m}$$

Sommando i precedenti carichi, i permanenti non strutturali risultano pari a:

$$g_2 = g_{2,p} + g_{2,b} = 23 + 1.63 = 24.63\frac{kN}{m}$$

e provocano un momento sollecitante in mezzeria dell'impalcato pari a:

$$M_{s,g2} = g_2\ x\left(\frac{l^2}{8} - \frac{c^2}{2}\right) = 24.63\frac{kN}{m}\ x\left(\frac{(19\ m)^2}{8} - \frac{(1.55\ m)^2}{2}\right) = 1081.84\ kNm$$

Si determina una reazione vincolare sull'appoggio pari a:

$$R_{s,g2} = \frac{1}{2}x\ g_2\ x\ (l + 2c) = 0.5\ x\ 24.63\frac{kN}{m}x\ (19 + 2\ x\ 1.55)\ m = 272.16\ kN$$

Si determina un taglio sull'appoggio pari a

$$V_{s,g2} = R_{s,g2} - \frac{g_2\ x\ c}{2} = 272.16\ kN - \frac{24.63\frac{kN}{m}\ x\ 1.55\ m}{2} = 253.07\ kN$$

Il coefficiente di sicurezza parziale risulta essere pari, in accordo alle NTC18, a 1.50.

Azioni permanenti non strutturali (2) g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30

Per cui le sollecitazioni agenti sull'impalcato valgono:

$$M_{s,g2,SLU} = 1.5\ x\ 1081.84 = 1622.76\ kNm$$

$$R_{s,g2,SLU} = 1.5\ x\ 272.16\ kN = 408.24\ kN$$

$$V_{s,g2,SLU} = 1.5\ x\ 253.07 = 379.61\ kN$$

Che combinate con i carichi permanenti strutturali:

$$M_{s,g} = M_{s,g1,SLU} + M_{s,g2,SLU} = 5168.50\ kNm + 1622.76\ kNm = 6791.26\ kNm$$

$$V_{s,g} = V_{s,g1,SLU} + V_{s,g2,SLU} = 1184.00\ kNm + 379.61\ kNm = 1563.61\ kNm$$

$$R_{s,g} = R_{s,g1,SLU} + R_{s,g2,SLU} = 1237.72\ kNm + 408.24\ kNm = 1645.95\ kNm$$

5.5.3 Confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi permanenti

Il confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi permanenti è il seguente (**Figura 5-6**):

Momenti e tagli nelle varie sezioni.

Sezione	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M Tm	0	100,-	191,87	272,40	341,67	399,69	446,45	481,10	503,64	516,35
T Tm	113,783	97,38	86,12	74,87	63,61	52,35	41,09	29,14	16,88	0

Figura 5-6 - Stralcio tabella sollecitazioni di progetto

$$M_{s,g,OR} = 5065.4\ kNm$$

$$V_{s,g,OR} = 1115.8\ kN$$

$$M_{s,g,SLU} = 6791.26\ kNm$$

$$V_{s,g,SLU} = 1563.61\ kNm$$

5.5.4 Carichi da traffico

I carichi verticali da traffico descritti nelle NTC 18 sono definiti da precisi schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Le corsie convenzionali sono definite da larghezze w_1 posizionate sulla superficie carrabile ed il massimo numero è indicato nel prospetto seguente (**Figura 5-7**):

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

Figura 5-7 - Corsie convenzionali in accordo alle NTC

Considerando che la larghezza della superficie carrabile è pari a $w = 5.00\ m$ e che la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3.00 m:

$$n_c = 1$$

La larghezza della zona rimanente vale quindi:

$$w_r = (w - 3) = 5 - 3 = 2\ m$$

La normativa propone 6 differenti schemi di carico, per perseguire l'obiettivo della verifica globale dell'impalcato in questa sede si adotta lo schema 1, costituito dai carichi applicati alle corsie rappresentati di seguito (**Figura 5-8**):

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 5-8 - Intensità carichi da traffico NTC

Il coefficiente di sicurezza parziale per la combinazione dei carichi da traffico allo SLU, in accordo alle NTC18 risulta essere pari a 1.35.

Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15

I carichi sono trasversalmente applicati all'impalcato nel seguente modo (**Figura 5-9**):

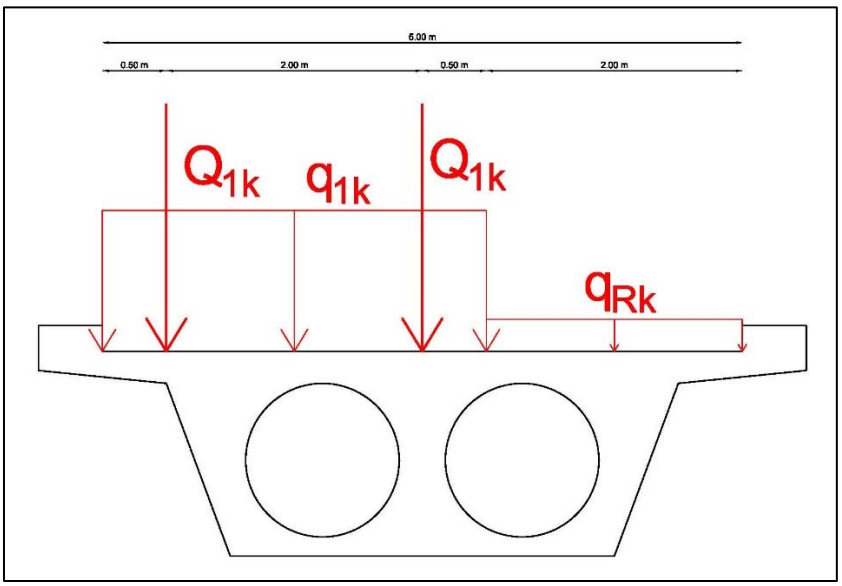


Figura 5-9 - Schematizzazione trasversale carichi da traffico

- Momento flettente in campata

  In accordo alla linea d'influenza che massimizza il momento flettente in campata di una trave semplicente appoggiata, i carichi concentrati sono applicati longitudinalmente seguendo il seguente schema (**Figura 5-10**):

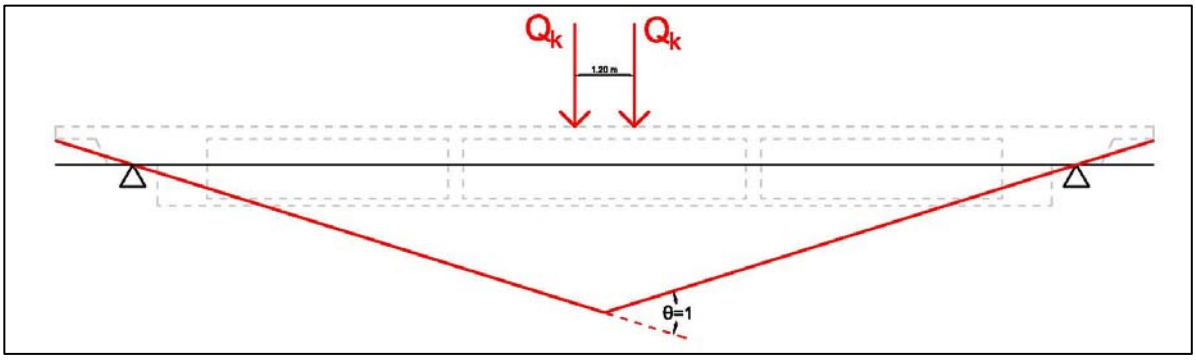


Figura 5-10 - Distribuzione longitudinale massimizzazione momento campata carico tandem NTC

I carichi distribuiti sono applicati longitudinalmente applicando il seguente schema (**Figura 5-11**):

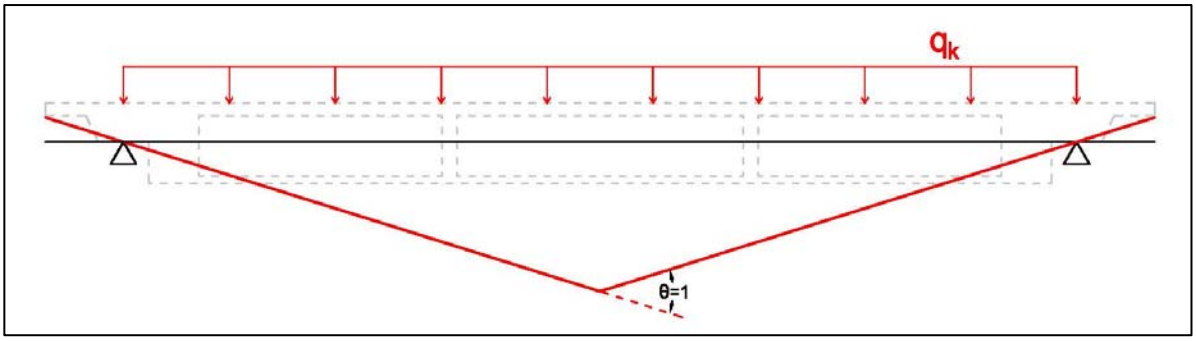


Figura 5-11 - Distribuzione longitudinale massimizzazione momento campata carico distribuito NTC

Il momento sollecitante in campata dovuto al carico tandem ($Q_{1K} = 300$ kN) per la corsia numero 1 vale:

$$M_{s,Q1} = 2670\ kNm$$

Il momento sollecitante in campata dovuto al carico distribuito ($q_{1K} = 9\ \mathrm{kN/m^2}$) per la corsia numero 1 vale:

$$M_{s,q1} = 1218\ kNm$$

Il momento sollecitante in campata dovuto al carico distribuito ($q_{rK} = 2.5\ \mathrm{kN/m^2}$) per la corsia rimanente:

$$M_{s,qr} = 338.4\ kNm$$

La loro combinazione agli SLU risulta essere pari a:

$$M_{s,q,SLU} = 1.35\ x\ \left(M_{s,Q1} + M_{s,q1} + M_{s,qr}\right) = \ 1.35\ x\ (2670 + 1218 + 338.4) = 5705.60\ kNm$$

- Taglio sollecitante sull'appoggio

In accordo alla linea d'influenza che massimizza il taglio sollecitante sull'appoggio di una trave semplicente appoggiata, i carichi concentrati sono applicati longitudinalmente seguendo il seguente schema (**Figura 5-12**):

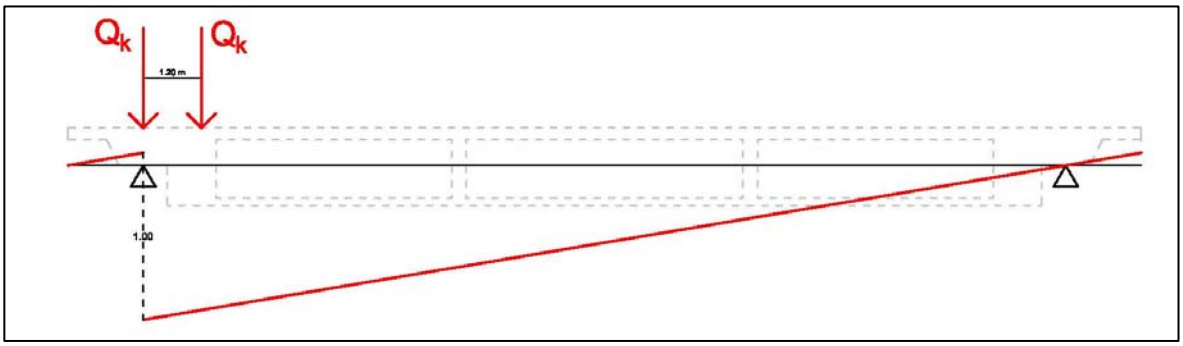


Figura 5-12 - Distribuzione longitudinale massimizzazione taglio appoggio carico tandem NTC

I carichi distribuiti sono applicati longitudinalmente applicando il seguente schema (**Figura 5-13**):

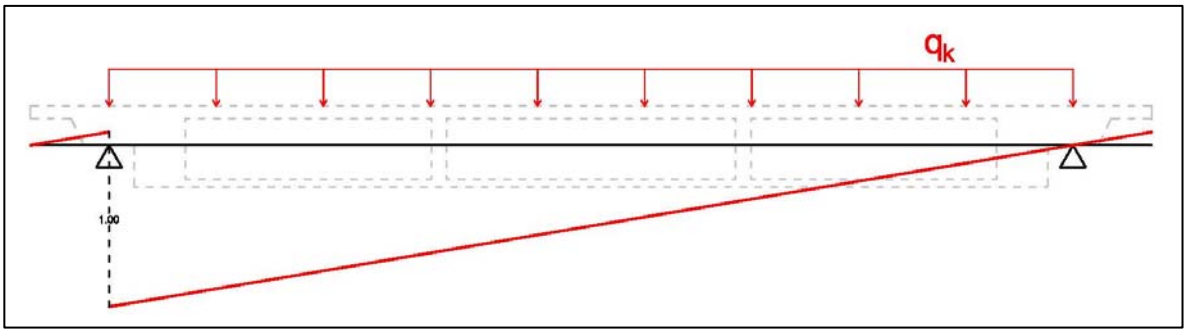


Figura 5-13 - Distribuzione longitudinale massimizzazione taglio appoggio carico distribuito NTC

Il taglio sollecitante nei pressi dell'appoggio, dovuto al carico tandem (Q_{1K} = 300 kN), per la corsia numero 1 vale:

$$V_{s,Q1} = 581.1\ kN$$

Il taglio sollecitante nei pressi dell'appoggio, dovuto al carico distribuito ($q_{1K} = 9\ kN/m^2$) per la corsia numero 1 vale:

$$V_{s,q1} = 256.5\ kN$$

Il taglio sollecitante nei pressi dell'appoggio, dovuto al carico distribuito ($q_{rK} = 2.5\ kN/m^2$) per la corsia rimanente:

$$V_{s,qr} = 71.3\ kN$$

La loro combinazione agli SLU risulta essere pari a:

$$V_{s,qSLU} = 1.35\ x\ \left(V_{s,Q1} + V_{s,q1} + V_{s,qr}\right) = 1.35\ x\ (581.1 + 256.5 + 71.3)\ kN = 1227.0\ kN$$

- Reazione vincolare sull'appoggio

In accordo alla linea d'influenza che massimizza la reazione vincolare sull'appoggio di una trave semplicente appoggiata con sbalzi, i carichi concentrati sono applicati longitudinalmente seguendo il seguente schema (**Figura 5-14**):

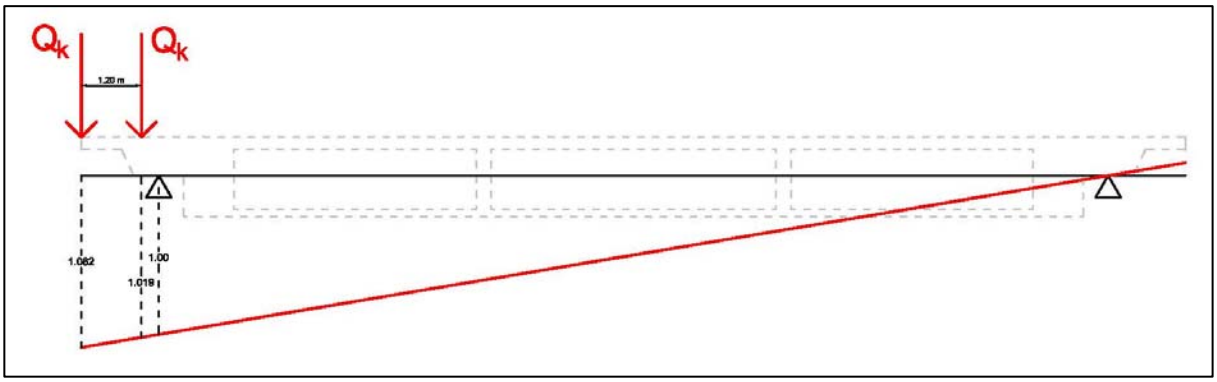


Figura 5-14 - Distribuzione longitudinale massimizzazione reazione vincolare carico tandem NTC

I carichi distribuiti sono applicati longitudinalmente applicando il seguente schema (**Figura 5-15**):

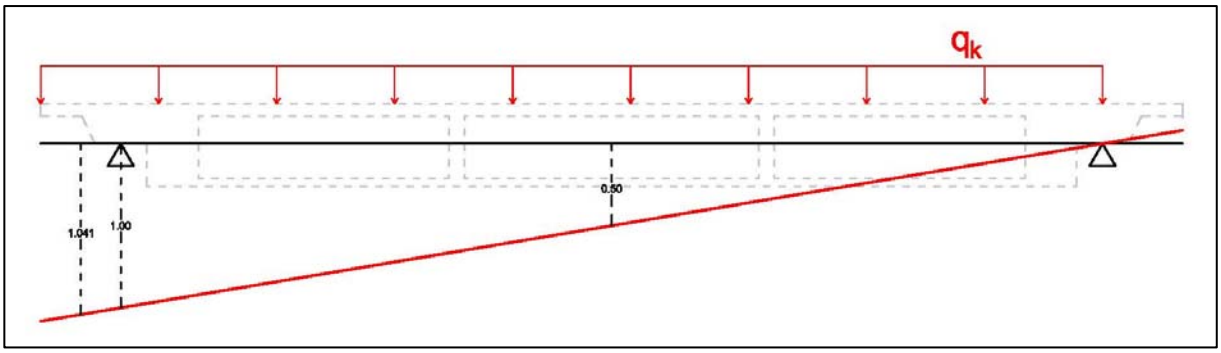


Figura 5-15 - Distribuzione longitudinale massimizzazione reazione vincolare carico distribuito NTC

La reazione vincolare sull'appoggio, dovuto al carico tandem ($Q_{1K} = 300$ kN), per la corsia numero 1 vale:

$$R_{s,Q1} = 630.3\ kN$$

Il taglio sollecitante nei pressi dell'appoggio, dovuto al carico distribuito ($q_{1K} = 9\ kN/m^2$) per la corsia numero 1 vale:

$$R_{s,q1} = 300.1\ kN$$

Il taglio sollecitante nei pressi dell'appoggio, dovuto al carico distribuito ($q_{rK} = 2.5\ kN/m^2$) [2]) per la corsia rimanente:

$$R_{s,qr} = 83.4\ kN$$

La loro combinazione agli SLU risulta essere pari a:

$$R_{s,q,SLU} = 1.35\ x\ \left(R_{s,Q1} + R_{s,q1} + R_{s,qr}\right) = 1.35\ x\ (630.3 + 300.1 + 83.4)\ kN = 1368.6\ kN$$

5.5.5 Confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi da traffico

Il confronto con le sollecitazioni di progetto dovute ai carichi da traffico è il seguente (**Figura 5-16**):

Sezione	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M Tm	0	102.06	190.33	264.80	325.49	370,38	405,48	424,79	430,38	430,38
T Ton	108,97	101.51	94,10	86,66	79,24	71,79	64.79	57,95	51.00	41.02

Figura 5-16 - Stralcio tabella sollecitazioni di progeto carichi da traffico

$$M_{s,q,OR} = 4222.03\ kNm$$

$$V_{s,q,OR} = 1069\ kN$$

$$M_{s,q,SLU} = 5705.6 kNm$$

$$V_{s,q,SLU} = 1227.0\ kNm$$

5.6 Verifica allo SLU

Complessivamente le sollecitazioni allo SLU risultano essere pari a:

$$M_s = M_{s,g1,SLU} + M_{s,g2,SLU} + M_{s,q,SLU} = (5168.50 + 1622.76 + 5705.6)\ kNm = 12497\ kNm$$

$$V_s = V_{s,g1,SLU} + V_{s,g2,SLU} + V_{s,q,SLU} = (1184.00\ k + 379.61 + 1227.0)\ kN = 2790.6\ kN$$

$$R_s = R_{s,g1,SLU} + R_{s,g2,SLU} + R_{s,q,SLU} = (1237.72 + 408.24 + 1368.6\ kN)\ kN = 3014.6\ kN$$

Si definiscono ora i materiali e le relative resistenze per la verifica dell'impalcato allo SLU.

Dai dati a disposizione si assume un livello di conoscenza (LC) pari a 2 e un conseguente fattore di confidenza $FC = 1.2$

- CLS

  Di seguito i risultati di prove di compressione effettuate su carote prelevate in alcuni punti degli impalcati del viadotto in oggetto (**Figura 5-17**):

Carota n.	Zona n	Cavalcavia	Elemento	D (kg/mc)	Rc (MPa)	fc (MPa)	Carb (mm)
7	7	AP	Impalcato	2287	51.5	42.7	25
8	8	RM	Impalcato	2281	57.6	47.8	0
8A	8	RM	Impalcato	2241	48.1	39.9	-
9	18	RM	Impalcato	2274	56.1	46.6	20
10	22	AP	Impalcato	2263	40.9	33.9	25
			Media	*2269*	*50.8*	*42.2*	*18*

Figura 5-17 - Risultati prove di compressione CLS

Assumendo come resistenza caratteristica del cls quella media dei provini analizzati:

$$f_{ck} = 42.2\ MPa$$

In accordo alle NTC, come resistenza allo stato limite ultimo del CLS si assume:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{42.2}{1.5\ x\ 1.2} = 23.5\ MPa$$

- ACCIAIO

Di seguito i risultati di prove di trazione effettuate su campioni di barre di armatura prelevate in alcuni punti degli impalcati del viadotto in oggetto (**Figura 5-18**):

Barra	Zona n	Cavalcavia	Elemento	Tipo barra	Φ (mm)	fy (MPa)	ft (MPa)	A5 (%)
Acc1	11	RM	Setto V	AM	22	478.2	648.1	19.4
Acc2	11	RM	Setto V	AM	10	474.4	676.9	22.2
Acc3	4	RM	Pila	AM	24	460.2	647.4	21.7
Acc4	22	AP	Impalcato	AM	10	464.1	665.8	18.2
Acc5	14	AP	Impalcato	AM	12	490.2	642.3	19.2
					Media	*473.42*	*656.1*	*20.1*

Figura 5-18 - Risultati prove di trazione acciaio

Assumendo come resistenza caratteristica dell'acciaio quella media dei provini analizzati:

$$f_{yk} = 473.4\ MPa$$

In accordo alle NTC, come resistenza allo stato limite ultimo del CLS si assume:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = \frac{473.4}{1.15\ x\ 1.2} = 343.06\ MPa$$

Assumendo come allungamento a rottura caratteristico dell'acciaio quello media dei provini analizzati:

$$\epsilon_{uk} = 200.1\ ‰$$

In accordo alle NTC, come allungamento dell'acciaio a rottura di progetto si assume:

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 180.1\ ‰$$

5.6.1 Verifica momento resistente

Il baricentro dell'armatura compressa si trova a 11.90 cm dall'estradosso dell'impalcato, è costituita da 38Φ8 con interasse circa pari a 30.00 cm. L'area dell'armatura compressa risulta essere pari a 1910.03 mm^2.

Il baricentro dell'armatura tesa si trova a 154.90 cm dall'estradosso dell'impalcato, è costituita da 54Φ26 con interasse variabile. L'area dell'armatura tesa risulta essere pari a 28655.6 mm^2.

Di seguito lo schema delle armature longitudinali presenti nella mezzeria dell'impalcato (**Figura 5-19**):

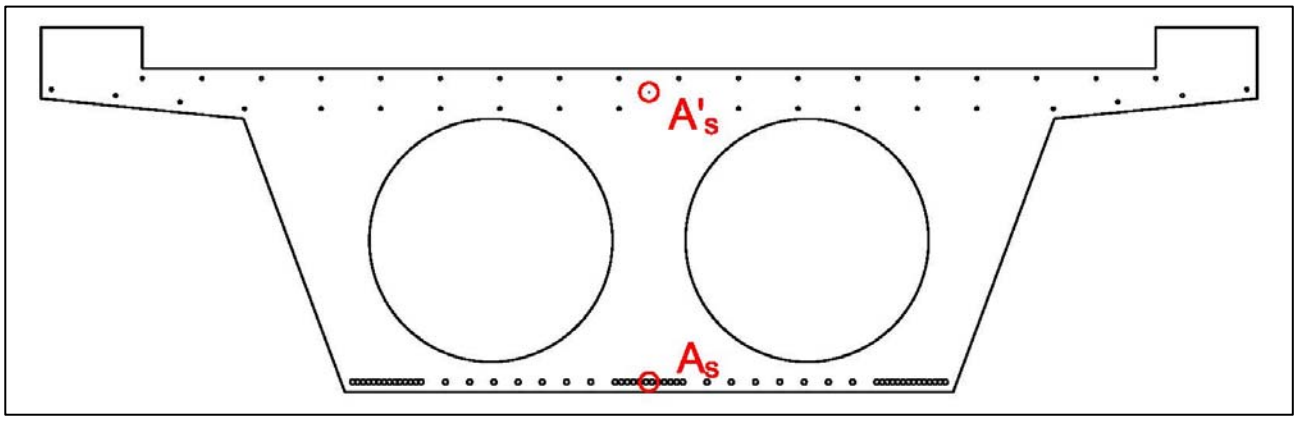


Figura 5-19 - Schematizzazione armature longitudinali impalcato

Modellando, come precedentemente descritto, la sezione attraverso il software *VCASlu*, si ottiene il momento resistente di progetto della sezione, che sviluppa le seguenti tensioni (**Figura 5-20**):

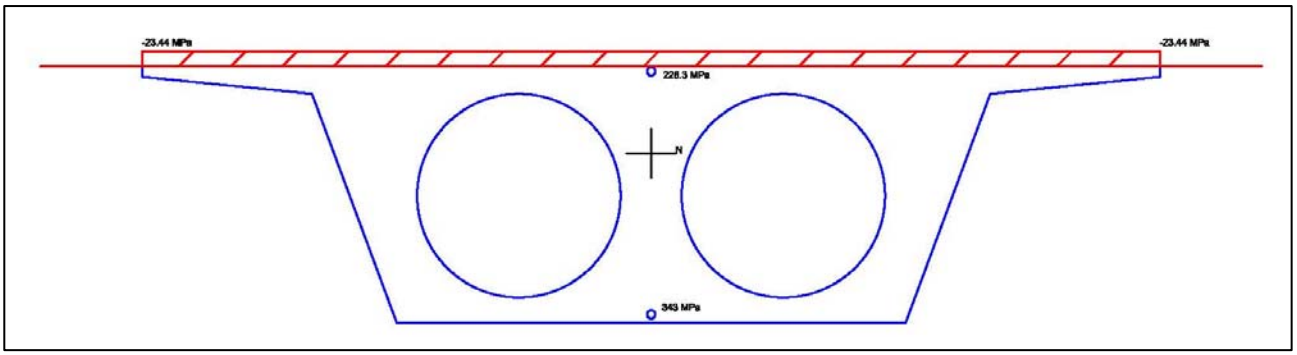


Figura 5-20 - Tensioni allo SLU sezione mezzeria impalcato

E quindi un momento resistente di progetto pari a:

$$M_{Rd} = 14897\ kNm$$

Considerando che allo SLU secondo NTC18, il momento sollecitante come precedentemente calcolato, vale:

$$M_{s,NTC} = 12497\ kNm$$

E che il momento sollecitante secondo le normative di progetto del ponte vale:

$$M_{sd,1973} = 9287.4\ kNm$$

5.6.2 Verifica taglio resistente

Si procede ora con l'analisi del taglio resistente all'appoggio. In testata, si hanno le seguenti informazioni riguardo l'armatura trasversale(**Figura 5-21 a-b**):

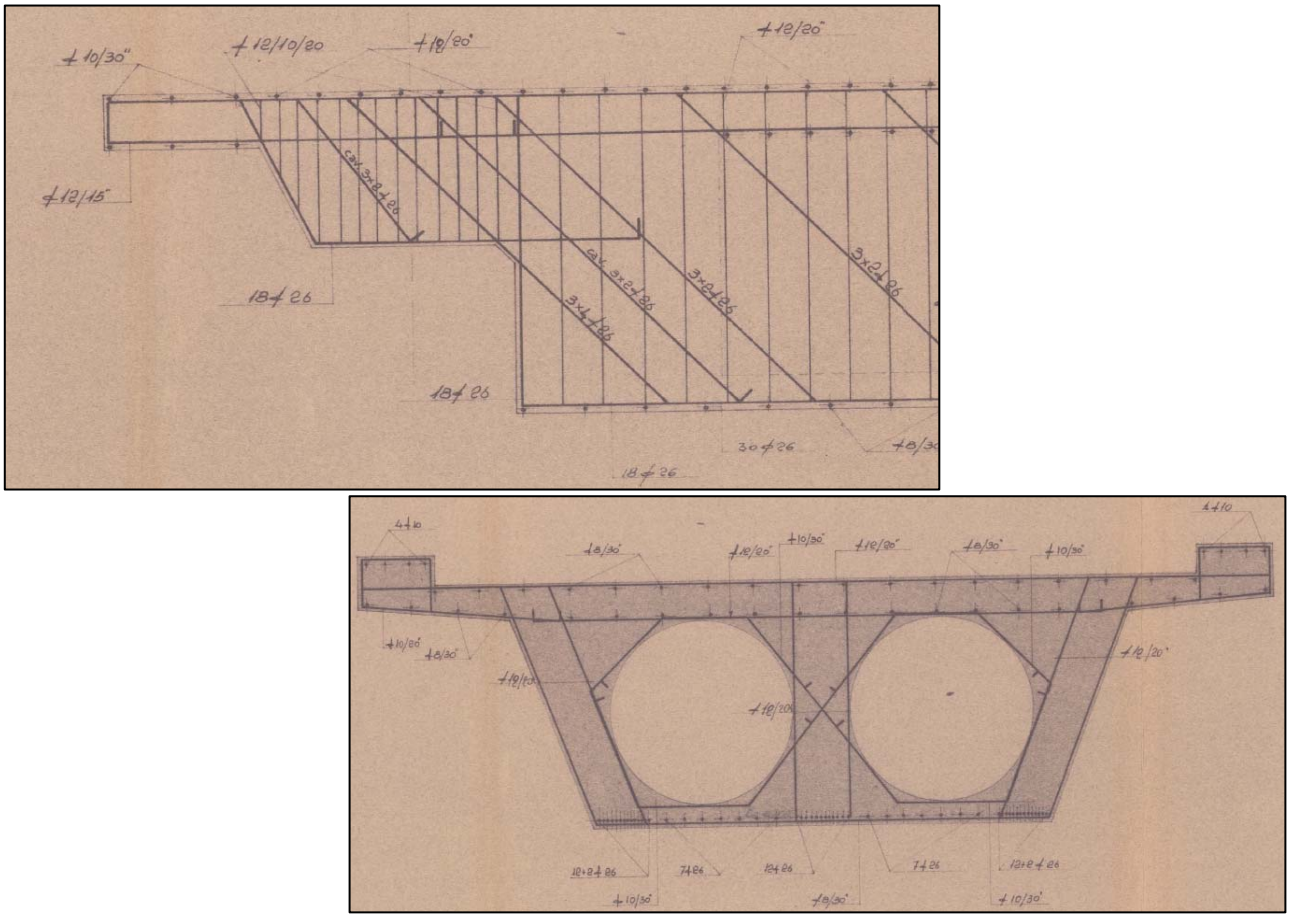


Figura 5-21 a-b - Stralcio disegni originali armatura trasversale

Come si desume dalle precedenti immagini l'armatura trasversale è formata da 3 staffe 2 bracci diametro 12 mm, interasse 0.10 m

$$A_{sw1} = 3\ x\ 2\ x\ \frac{\pi}{4}\ x\ (12\ mm)^{\ 2} = \ 678.6\ mm^2$$

Assumendo $ctg\theta = \ 2.5$, in accordo alle NTC18, con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9\ d\frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)sin\alpha$$
$$= 0.9\ x\ 700\ mm\ x\frac{678.6}{100}\ mm^2\ x\ 343.04\frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5)\ = \ 3662.73\ kN$$

In accordo alle NTC18, con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 700\ mm\ x\ 3000\ mm\ x\ 0.5\ x\ 23.5 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 7402.5\ kN$$

E quindi un momento resistente di progetto pari a:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 3662.73\ kNm$$

Considerando che allo SLU secondo NTC18, il momento sollecitante come precedentemente calcolato, vale:

$$V_{s,NTC} = 2790.6\ kNm$$

E che il momento sollecitante secondo le normative di progetto del ponte vale:

$$V_{sd,1973} = 2184.8\ kNm$$

5.7 Analisi locale della sella Gerber

5.7.1 Ispezione ordinaria

5.7.1.1 Difettologia rilevata

- Armatura ossidata / corrosa
  Peso del difetto: $G = 5$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 0.5$

- Macche di umidità attiva
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

5.7.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 5-22 - documentazione fotografica ispezione sella Gerber

5.7.2 Premessa

Si passa ora all'analisi locale della sella Gerber.

In accordo agli studi eseguiti nel seguente documento *"A.H. Mattock, T.C. Chan - "Design and Behavior of Dapped-End Beams"* ed approfonditi nella tesi di laurea *"R. Asso - "Half-joint*

assessment of concrete bridges: strut and tie model development and FEM validation" Politecnico di Torino, Turin, 2020." si determina la resistenza ultima della sella Gerber dell'impalcato come intervallo tra un limite superiore e un limite inferiore. Il calcolo del limite superiore si basa su un modello in cui si assume un cinematismo e si determina la resistenza come somma delle forze che contribuiscono a ristabilire l'equilibrio della sezione. Il calcolo del limite inferiore si basa sulla sovrapposizione delle resistenze di due modelli tirante - puntone, considerando l'armatura presente nei pressi della sella Gerber si useranno i due modelli proposti da Mattock e Chan nel documento precedentemente menzionato.

5.7.3 Modello cinematico

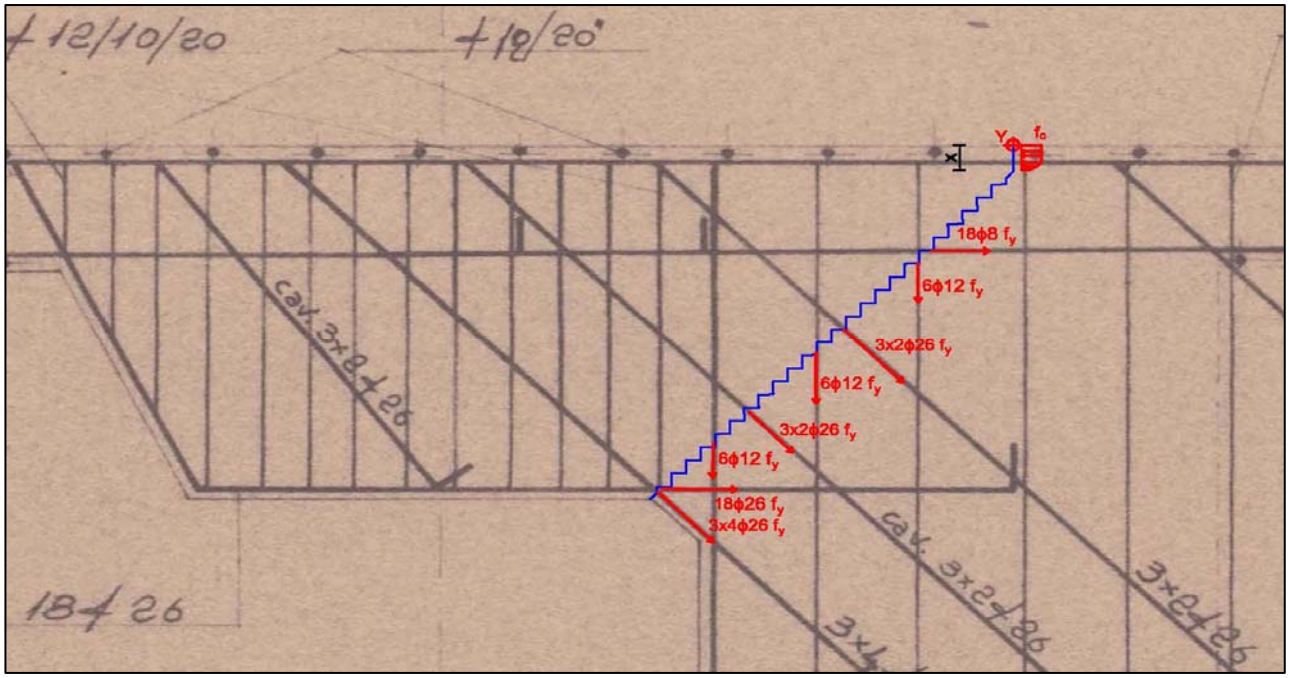


Figura 5-23 - Ipotesi superficie di rottura sella Gerber

Si assume una frattura di 45° che parte dall'estremità inferiore della sella Gerber e si determinano le azioni che contribuiscono all'equilibrio del concio si trave, più precisamente la parte di calcestruzzo compresso e la forza di trazione che esercitano le barre di armatura che sono incontrate dalla frattura ipotizzata, come schematizzato nella seguente (**Figura 5-23**).

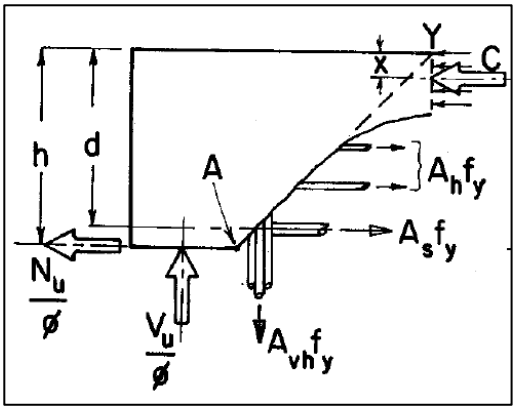


Figura 5-24 - Schema forze d'equilibrio sella Gerber

In accordo alle indicazioni fornite da Mattock e Chan (**Figura 5-24**), quando si determina l'equilibrio dei momenti intorno al punto Y si assume che tutte le armature sviluppino la loro tensione di snervamento. La posizione dell'asse neutro, la forma e la risultante delle tensioni della parte compressa sono state

determinando assumento come diagramma sforzo-deformazione del cls quello dello *stress block*.

Si è determinata la posizione dell'asse neutro imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$N_s + N_c = 0$$

Assumendo $f_{yd} = 343.04\ MPa$ la sommatoria delle forze orizzonatli sviluppate dalle armature è la seguente:

$$N_s = 3x4\phi26f_y cos\alpha + 18\phi26f_y + 2\left(3x2\phi26f_y cos\alpha\right) + 18\phi8f_y = 6679.2\ kN$$

Dalle quali, per differenza, si determina la forza orizzontale sviluppata dal cls:

$$N_c = -6679.2\ kN$$

Considerando che la precedente si può scrivere come:

$$N_c = \beta b x f_{cd}$$

Assumendo:

$\beta = 0.81$

$f_{cd} = 23.5\ MPa$

$$x = \frac{N_c}{b\beta f_{cd}} = \frac{6679200\ N}{6000\ mm\ x\ 0.81\ x\ 23.5\ \frac{N}{mm^2}} = 5.85\ cm$$

Una volta determinata la posizione dell'asse neutro si passa al calcolo del momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto Y.

$$\sum N_{s,i} y_i - N_c(0.4x) - R_s l_s = 0$$

Considerando che la distanza del punto di applicazione della reazione vincolare sulla sella Gerber dal punto di rotazione Y è pari a $l_s = 1.19\ m$:

$$R_s = \frac{\sum N_{s,i} y_i - N_c(0.4x)}{l_s} = \frac{6642.1\ kNm - 154.9\ kNm}{1.19\ m} = 5406.3\ kN$$

Che rappresenta il limite superiore del calcolo della portata statica della sella Gerber, questo modello, pur non essendo a favore di sicurezza, da prove sperimentali risulta essere il più prossimo alla realtà.

$$R_{r,UP} = 5406.3\ kN$$

5.7.4 Modello Strut&Tie

Il modello puntoni-tiranti si basa sulla sovrapposizione dei due schemi di seguito rappresentati:
I passaggi per la valutazione degli sforzi nei vari elementi dei due schemi sono identici e sono di seguito riassunti:

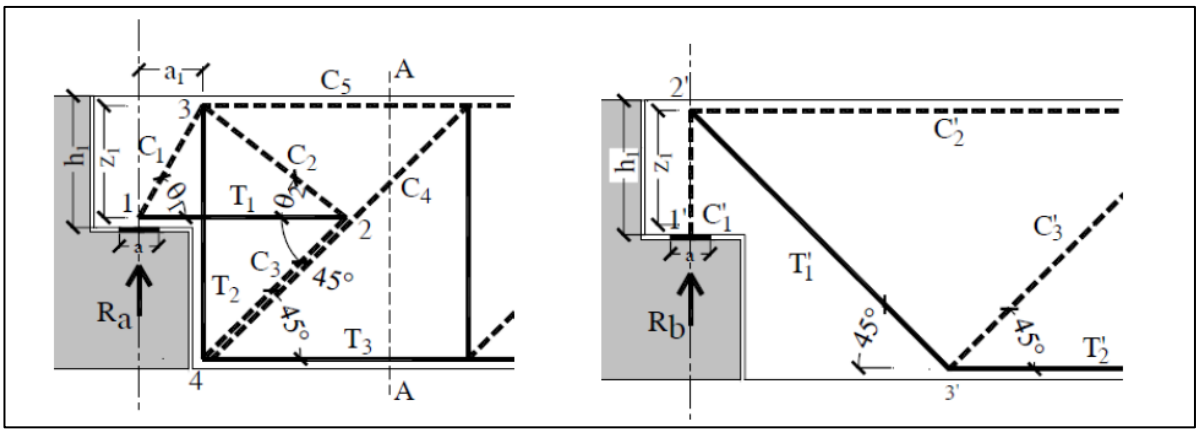


Figura 5-25 - Modello Strut&Tie sella Gerber

- Si identifica l'elemento in acciaio più debole, cioè il primo a snervarsi e si determina la sua resistenza
- Si verifica che i puntoni in cls siano in grado di sopportare la resistenza degli elementi in acciaio precedentemente determinata
- Si definisce la resistenza del modello come quella minore tra la resistenza dei puntoni in cls e la resistenza dei tirnanti in acciaio
- Si sommano le resistenze dei due modelli per definire la resistenza complessiva della zona di discontinuità

Per una trattazione più approfondita si rimanda al capitolo 7 della tesi di laurea "*R. Asso - "Half-joint assessment of concrete bridges: strut and tie model development and FEM validation" Politecnico di Torino, Turin, 2020.*"

Si parte dallo **schema A,** schematizzato nel seguente modo:

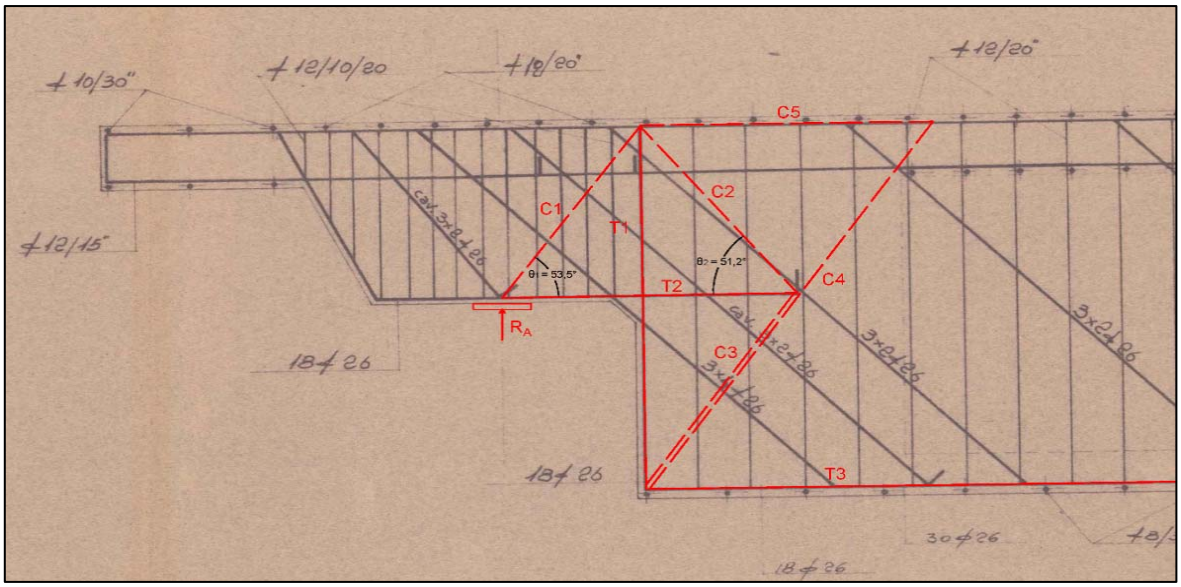


Figura 5-26 - Schema A modello Strut&Tie

Tutti gli elementi in acciaio di tipo "tiranti" sono costituiti da 18 barre diametro 26 mm, per cui, assumendo $f_{yd} = 343.04\ MPa$ si determina la resistenza dei tiranti:

$$F_{tie} = A_{tie} f_{yd} = 18\ x\ \pi\ x \frac{(26\ mm)^2}{4}\ x\ 343.04 \frac{N}{mm^2} = 3278.3\ kN$$

Per l'analisi degli elementi di tipo puntoni si richiamano le informazioni sugli appoggi rilevate durante la campagna di indagini e presenti sui relativi rapporti di prova:

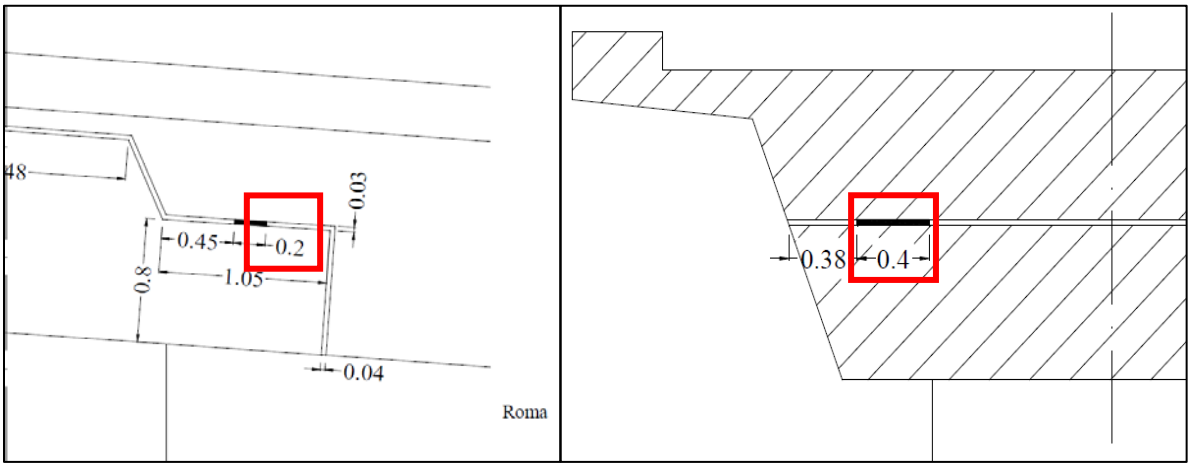


Figura 5-27 - Indicazioni appoggi da indagini geometriche in loco

La resistenza a compressione dei puntoni in cls si determina in accordo alle indicazioni fornite nell' Eurocodice2 per un nodo di tipo CCT, assumendo $f_{cd} = 23.5\ MPa$:

$$\nu = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{42.2}{250} = 0.83$$

$$\sigma_{Rd} = 0.85 \nu f_{cd} = 0.85\ x\ 0.83\ x\ 23.5\ MPa = 16.6\ MPa$$

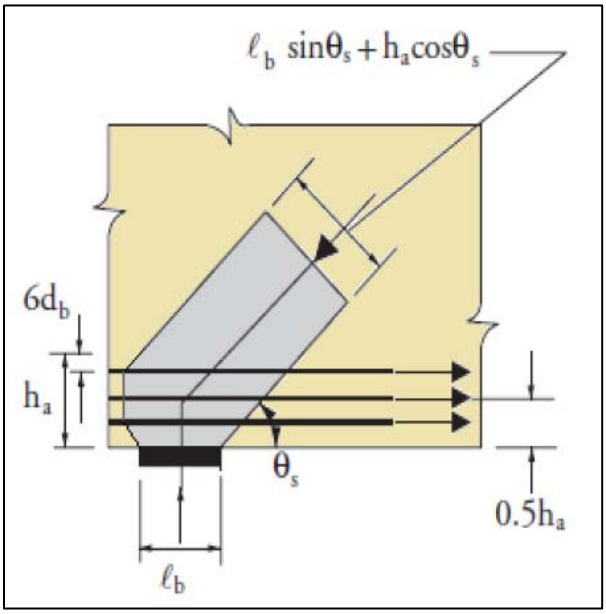


Figura 5-28 - Modello Strut zona CTT

In accordo alle indicazioni del EC2, rappresentate nell'immagine (**Figura 5-28**) la lunghezza dell'appoggio in senso longitudinale vale $l_b = 0.2\ m$, si determina quindi l'altezza h_a come somma del copriferro c, del diametro delle barre d_b e un altezza pari a 6 volte il diametro delle barre:

$$h_a = c + d_b + 6d_b$$
$$= 0.026 + 7x\ 0.026$$
$$= 0.207\ m$$

Per cui:

$$l_{b,eff} = l_b sin\theta + h_a cos\theta = 0.2\ sin\ 53.5° + 0.21 \cos 53.5° = 0.286\ m$$

La resistenza della zona compressa di tipo CCT, considerando che la lunghezza dell'appoggio in senso longitudinale vale $l_{bt} = 0.4\ m$, vale:

$$F_{CCT} = 2\ x\ l_{b,eff} l_{bt} \sigma_{Rd} = 2\ x\ 286\ mm\ x\ 207\ mm\ x\ 16.6 \frac{N}{mm^2} = 1965.5\ kN$$

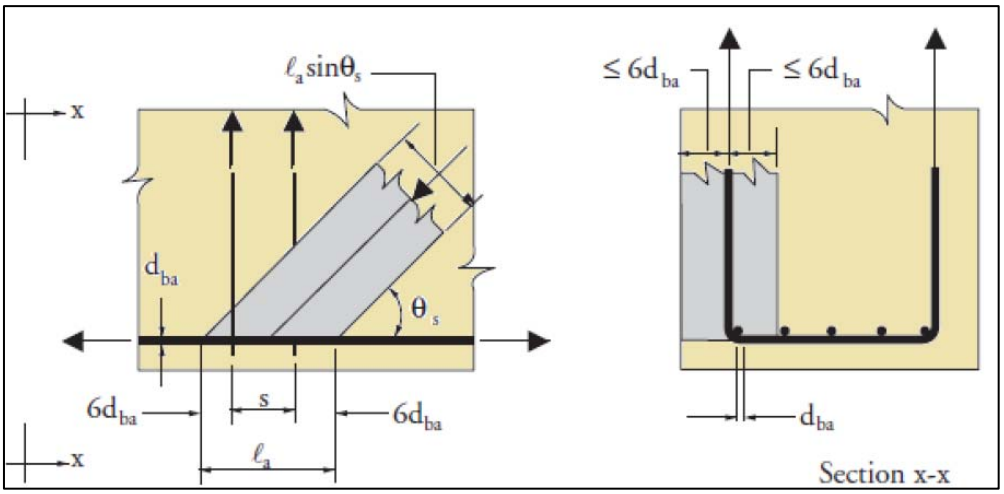


Figura 5-29 - Modello Strut zona CTT

La resistenza dei puntoni della zona di discontinuità di tipo CTT (**Figura 5-29**) si determina partendo dal diametro delle armature longitudinali $d_{ba} = 26\,mm$, la larghezza del puntone nel senso longitudinale vale:

$$l_a = 6\ x\ 26\,mm = 156\,mm$$

Assumendo che i 18 ferri diametro 26 mm siano equispaziati sulla lunghezza del cassone pari a 3 m, si ottiene una distanza dal bordo in cls pari a 140.1 mm che risulta inferiore a 6 volte il diametro del ferro, per cui la larghezza del puntone in senso trasversale del nodo di tipo CTT vale:

$$l_{at} = l_{db} + 2\ x\ 140.1\,mm = 307\,mm$$

Infine si determina la resistenza compressiva del puntone di tipo CTT, che sisulta pari a:

$$F_{CTT} = 2\ x\ l_a l_{at} \sigma_{Rd} = 2\ x\ 156\,mm\ x\ 307\,mm\ x\ 16.6 \frac{N}{mm^2} = 1590.0\,kN$$

Il puntone più debole risulta essere quello di tipo CTT, quindi:

$$F_{strut} = \min(F_{CCT}, F_{CTT}) = 1590.0\,kN$$

Considerando che la resistenza degli elementi di tipo "puntoni" è minore di quella di tipo "tiranti", per lo schema A il collasso avviene lato CLS e la resistenza dello schema A è pari a:

$$F_A = 1590\,kN$$

Si passa ora allo studio dello **schema B**, schematizzato come di seguito (**Figura 5-30**):

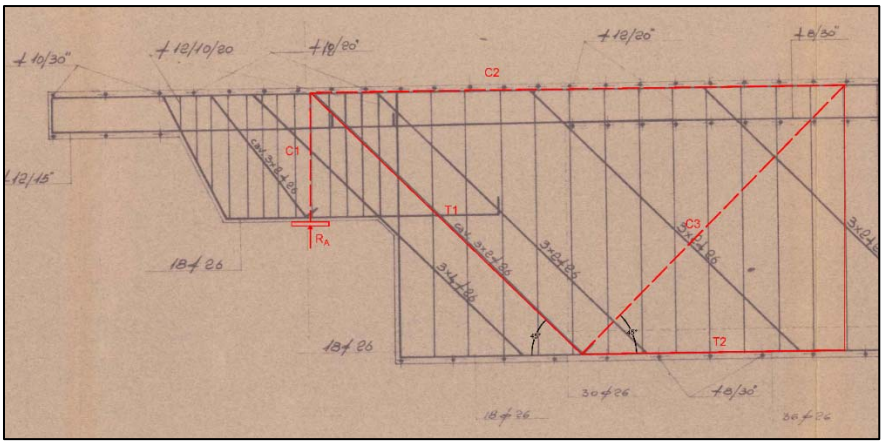


Figura 5-30 - Modello Strut&Tie schema B

L'elemento di tipo "tirante" più debole è il T1, poiché costituito da 6 barre diametro 26 mm, per cui, assumendo $f_{yd} = 343.04\ MPa$ si determina la resistenza del tirante:

$$F_{tie} = A_{tie} f_{yd} = 6\ x\ \pi\ x \frac{(26\ mm)^2}{4}\ x\ 343.04 \frac{N}{mm^2} = 1092.3\ kN$$

La resistenza degli elementi di tipo "puntone" è condotta per il più sollecitato, che risulta essere il C1.

Ricordando le dimensioni dell'appoggio che sono pari a $l_a = 0.2\ m$ in senso longitudinale e $l_{at} = 0.4\ m$ in senso trasversale e che la resistenza a compressione del cls, in accordo con l' Eurocodice 2 risulta pari a $\sigma_{Rd} = 16.6\ MPa$, si ottiene:

$$F_{strut} = l_a l_{at} \sigma_{Rd} = 200\ mm\ x\ 400\ mm\ x\ 16.6 \frac{N}{mm^2} = 1328.0\ kN$$

Considerando che la resistenza degli elementi di tipo "tiranti" è minore di quella di tipo "puntoni", per lo schema B il collasso avviene lato acciaio e la resistenza dello schema B è pari a:

$$F_B = 1092.3\ kN$$

Sommando i risultati ottenuti per lo schema A e per lo schema B si ottiene:

$$R_{rLO} = F_A + F_B = 1590.0\ kN + 1092.3\ kN = 2682.3\ kN$$

5.7.5 Determinazione della portata statica

Riassumendo i risultati ottenuti, la resistenza della sella Gerber è compresa tra due limiti. Il limite superiore, ottenuto modellando la zona di discontinuità nell'ipotesi di una frattura che genera un cinematismo equilibrato da forze esercitate dall'armatura snervata a trazione e dal cls compresso, risulta essere a sfavore di sicurezza ma il più prossimo al reale comportamento dell'elemento. Il limite inferiore si ottiene modellando la zona di discontinuità come sovrapposizione di due schemi Strut&Tie, che permette di ottenere un risultato a favore di sicurezza.

Per quanto riguarda l'elemento oggetto di analisi, riprendendo la reazione vincolare all'appoggio determinata allo SLU si è quindi ottenuto che:

$$R_{rLO} < R_s < R_{rUP}$$
$$2682.3\ kN < \ 3014.6\ kN\ < 5406.3\ kN$$

La reazione vincolare sull'appoggio di progetto del ponte vale come il taglio sollecitante:

$$R_{sd,1973} = V_{sd,1973} = 2184.8\ kNm$$

Assumendo come riferimento la resistenza della sella Gerber come valore medio tra limite superiore e limite inferiore

$$R_{Rd} = 4044.3\ kN$$

6 Analisi critica di una serie di impalcati oggetto di ispezione

6.1 Premessa

Nell'ambito della campagna di ispezioni ordinarie di alcune opere sulla SS 694 relative all'anno 2021 si è proceduto a integrare il rating difettologico ordinario basato su ispezioni visive dell'opera d'arte con un rating prestazionale basato sull'analisi delle risorse statiche delll'impalcato.

La campagna prevedeva l'ispezione di quattro opere a più campate sulla SS 694, di queste si è effettuato il rating prestazionale della campata più lunga e di quella più corta al fine di abbracciare la maggior casistica possibile, per le sollecitazioni di momento flettente in campata e taglio sull'appoggio della trave di bordo, in quanto le più rappresenative delle sollecitazioni agenti sull'impalcato.

6.2 Metodo di ispezione

L'ispezione effettuata è di tipo principale, cioè facente parte delle ispezioni programmate a cadenza annuale per le opere maggiori con campate superiori a 30.00 m, l'ispezione effettuata è di tipo visivo.

Durante l'ispezione viene effettuato il controllo dello stato dell'opera sulla base del rilievo dei difetti presenti nei singoli componenti dell'opera, definiti da un elenco univoco codificato (Catalogo dei difetti delle Linee Guida per la gestione e classificazione del rischio, valutazione della sicurezza e monitoraggio dei ponti esistenti). Per ciascun difetto viene indicata l'estensione e la gravità.

Le presenti ispezioni hanno lo scopo di determinare le condizioni e la funzionalità dell'opera e degli elementi di cui è composta, fornendo i dati necessari per poter assegnare a ciascuna opera un giudizio che ne indichi sinteticamente il suo stato attuale.

In questo documento si riportano esclusivamente i risultati degli elementi costituenti l'impalcato, in quanto i soli ad essere presi in considerazione per il rating prestazionale.

Come riferimento si sono considerati i seguenti documenti:

- Allegato B alle LLGG: scheda di valutazione dei difetti
- Allegato C alle LLGG: schede difettologiche

Le opere oggetto di analisi presentavano una difettologia piuttosto limitata, in quanto i difetti principalmente rilevati risultavano essere quelli identificati dai seguenti codici:

- N° difetto: Dif. Gen_1 (*Tracce di scolo*) descritto dallo stralcio di scheda rappresentato nel seguito (**Figura 6-1**):

Schede difettologiche **N° difetto: Dif. Gen_1**

Tracce di scolo

Peso del difetto

G = 1 | G = 2 | **G = 3** | G = 4 | G = 5

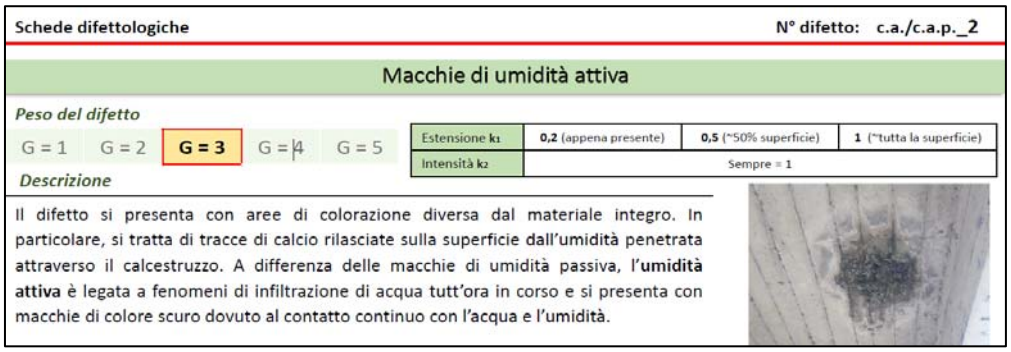
Estensione k_1	**0,2** (appena presente)	**0,5** (~50% superficie)	**1** (~tutta la superficie)
Intensità k_2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro, provocate dal passaggio ripetuto di acqua meteorica sulla superficie degli elementi. Nel caso in cui l'acqua è ancora presente, sono chiaramente visibili macchie di colore scuro e bagnate, altrimenti il passaggio pregresso dell'acqua è denunciato dalla presenza di macchie di colore biancastro legate agli effetti dell'azione chimica dei sali in essa disciolti. Tali macchie ricalcano il percorso intrapreso dall'acqua percolata sulla superficie degli elementi. Tali fenomeni si riscontrano prevalentemente sulle pareti verticali degli elementi strutturali, ma si possono rilevare anche su superfici orizzontali, quali l'intradosso degli sbalzi della soletta dove ristagna l'acqua proveniente dal coronamento.

Figura 6-1 - Stralcio scheda difettologca "tracce di scolo"

- N° difetto: c.a./c.a.p._2 (*Macche di umidità attiva*) descritto dallo stralcio di scheda rappresentato nel seguito (**Figura 6-2**):



Schede difettologiche **N° difetto: c.a./c.a.p._2**

Macchie di umidità attiva

Peso del difetto

G = 1 | G = 2 | **G = 3** | G = 4 | G = 5

Estensione k_1	**0,2** (appena presente)	**0,5** (~50% superficie)	**1** (~tutta la superficie)
Intensità k_2	Sempre = 1		

Descrizione

Il difetto si presenta con aree di colorazione diversa dal materiale integro. In particolare, si tratta di tracce di calcio rilasciate sulla superficie dall'umidità penetrata attraverso il calcestruzzo. A differenza delle macchie di umidità passiva, l'**umidità attiva** è legata a fenomeni di infiltrazione di acqua tutt'ora in corso e si presenta con macchie di colore scuro dovuto al contatto continuo con l'acqua e l'umidità.

Figura 6-2 - Stralcio scheda difettologica "macche di umidità attiva"

Per ogni opera si è compilata la scheda di ispezione ponti di livello 1 n°15 (travi e traversi in C.A.P.) e n°18 (soletta) e infine si è classificato il livello di difettosità in accordo alla seguente (**Figura 6-3**):

ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta (*G=5 o G=4*) e di qualsiasi intensità su elementi critici (selle Gerber, appoggi, cavi di precompressione, fondazioni scalzate, si veda definizione del § 3.3) o presenza di condizioni critiche (quadri fessurativi molto estesi ed intensi, cinematismi in atto, incipiente perdita di appoggio)
MEDIO-ALTO	Difetti di gravità alta o medio-alta (*G=5 o G=4*) e di intensità elevata su elementi la cui crisi può compromettere la statica dell'opera, come segnalato nella scheda di rilievo all'Allegato B
MEDIO	Difetti di gravità alta o medio-alta (*G=5 o G=4*) e di intensità elevata su elementi la cui crisi non può compromettere il comportamento statico globale dell'opera e difetti di gravità alta (*G=5*) e di intensità medio-bassa
MEDIO-BASSO	Difetti di gravità medio-alta (*G=4*) con intensità medio-bassa e difetti di gravità media e bassa (*G=3, G=2, G=1*) e di qualsiasi intensità, in numero elevato
BASSO	Difetti di gravità media e bassa (*G=3, G=2, G=1*) e di qualsiasi intensità, in numero esiguo

Figura 6-3 - Livelli di difettosità LLGG

6.3 Ipotesi e procedura di calcolo del metodo di Massonet

Gli impalcati delle opere oggetto di rating hanno tutte la medesima tipologia costruttiva, cioè di travi longitudinali precompresse a fili aderenti orizzontali tenute insieme da elenti trasversali disposti in testa e in campata alla trave allo scopo di permettere all'impalcato di comportarsi come un graticcio. La soletta gettata in opera contibuisce ad irigidire ulteriormente l'impalcato dal punto di vista del comportamento a graticcio e a trasferire i carichi sugl elementi principali.

Le precedenti condizioni si adattano alle ipotesi di calcolo del metodo di ripartizione dei carichi di Guyon-Massonet-Bares. Il graticcio effettivo è sostituito da uno equivalente con maglie infinitesime, avente le stesse rigidezze medie flessionali e torsionali.

L'impalcato si ritiene appoggiato sui bordi estremi e libero sugli altri due.

La ripartizione dei carichi fra le travi longitudinali, per ogni condizione di carico è la stessa che si avrebbe se i carichi fossero distribuiti in senso longitudinale con legge sinuisodale.

La valutazione della distribuzione delle sollecitazion prodotte dall'azione di carichi sull'impalcato si basa sul coefficiente di ripartizione trasversale:

$$k(y, e)$$

Dove y rappresenta la posizione della trave ed e l'eccentricità del carico.

Il precedente coefficiente si basa sulla combinazione dei seguenti paramentri:

- Parametro di irrigidimento: θ
- Parametro di torsione: α
- Eccentricità relativa della posizione del carico: $\frac{e}{b}$
- Ordinata relativa della posizione della trave longitudinale: $\frac{y}{b}$

Sulla base della relazione empirica fornita da Massonet, il coefficiente di ripartizione trasversale vale:

$$k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha}$$

Dove:

$$k_0 = k\ per\ \alpha = 0\ (rigidezza\ torsionale\ nulla)$$

$$k_1 = k\ per\ \alpha = 1\ (piastra\ isotropa)$$

I valori di k_0 e $k_1$sono tabellati per diversi valori di θ, e si determinano i valori per l'opera in oggetto tramite interpolazione lineare.

Si passa quindi allo sviluppo in serie dei carichi per approssimarli alla forma di semionda di sinusoide e infine determinarne il momento sollecitante in campata. Per ogni condizione di carico. Si calcola il momento medio come distribuzione omogenea del momento sollecitante calcolato su tutte le travi costituenti l'impalcato.

Infine, tramite l'utilizzo della funzione del coefficiente di distribuzione quale linea di influenza si determina il momento sollecitante in campata della trave di bordo secondo la seguente equazione:

$$M_{q,s} = M_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i}$$

Il valore massimo dello sforzo di taglio viene calcolato all'estremità e per questo motivo la distanza della forza dall'estremo sarà nulla, rendendo impossibile l'approssimazione del carico con uno di tipo sinuisodale. Si opera per questo in via alternativa, calcolando l'intensità dei carichi sinuiosdali come proporzione tra le reazioni calcolate con il carico concentrato in mezzeria e il carico concentrato sull'appoggio.

Per il calcolo delle sollecitazioni nei traversii si utilizza il coefficiente μ_α come interpolazione lineare dei valori μ_0 e μ_1 definiti nelle tabelle di Guyon-Massonnet-Bareš

Il taglio nella trave, infine, è somma del contributo del momento flettente nella trave (coefficiente K_α) e del contributo del momento torcente nei traversi (μ_α), secondo la seguente formula:

$$V_{q,s} = V_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b \frac{\pi}{l} \sum p_i \mu_\alpha(y, e_i)$$

6.4 SS 694 - Opera 2

6.4.1 Descrizione dell'opera

L'opera oggetto di analisi tratta di un viadotto denominato "Viadotto Borgo Pace" al km 0+575 sulla Z.I: di Lecce, a tredici campate, a servizio della variante esterna alla città di Lecce dall'innesto con la S.S.613 all'innesto con la S.S.16. A supporto della presente è stato fornito da Anas i seguenti documenti:

- *Relazione di calcolo per la costruzione della semicarreggiata interna che costituisce completamento di quella già realizzata di direzione Maglie-Brindisi.*
- *Tavole grafiche allegate alla relazione di calcolo*

L'opera ha uno schema costruttivo a graticcio in cui gli elementi longitudinali sono costituiti da travi precompresse a fili aderenti orizzontali, e gli elementi trasversali da traversi sia di testata sia di campata che assicurano il comportamento strutturale ipotizzato. E' inoltre gettata in opera una soletta di altezza pari a 22 cm. Le travi hanno schema statico semplicemente appoggiato

6.4.2 Ispezione ordinaria

6.4.2.1 Difettologia rilevata

- Tacce di scolo
  Peso del difetto: G = 3
  Estensione: k_1 = 0.2 (appena presente)
  Intensità k_2 = 1

- Macche di umidità attiva
  Peso del difetto: G = 3
  Estensione: k_1 = 0.2 (appena presente)
  Intensità k_2 = 1

6.4.2.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 6-4 - Documentazione fotografica ispezione visiva

6.4.3 Materiali

MATERIALI

Calcestruzzo Trave alle spalle	Rckj=	500	Kg/cmq
Calcestruzzo Trave a 28gg	Rck =	550	Kg/cmq
Calcestruzzo Getto a 28gg	Rck =	350	Kg/cmq
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	fptk =	19000	Kg/cmq
Tesatura	=	14250	Kg/cmq
Acciaio Fe-b-44 K	fyk =	4400	Kg/cmq
Reti elettrosaldate	fyk =	4000	Kg/cmq

Figura 6-5 - Stralcio documentazione di progetto sui materiali

Per il calcolo delle resistenze degli elementi sollecitati si assume un fattore di confidenza $FC = 1.2$ considerando la disponibilità delle relazioni di calcolo originali ma non di indagini strutturali sull'opera che determinano un livello di conoscenza $LC = 1.2$

- CLS trave

$$f_{ck} = 0.83\, R_{ck} = 45.65\, MPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\, MPa$$

- CLS soletta

$$f_{ck} = 0.83\, R_{ck} = 29.05\, Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{29.05}{1.5\ x\ 1.2} = 16.2\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{ptk} = 1900\ MPa$$

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1376.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yk} = 440\ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

6.4.4 Impalcato 11

L'impalcato presenta una luce pari a 37.60 m e una sezione trasversale di larghezza totale di 11.50 m, compreso il cordolo laterale esterno, di larghezza totale di 1.70 m, e quello interno da 80 cm, con funzione di spartitraffico. Le travi sono di tipo precompresso a fili aderenti di altezza 190 cm

6.4.4.1 Analisi dei carichi permanenti

I carichi permanenti considerati nella relazione di calcolo originali rimangono sostanzialmante invariati. Nel corso del tempo è aumentato lo spessore dello strato di conclomerato bituminoso da 10 cm, come ipotizzato in faso di progetto ai 15 cm attualmente presenti, poiché visivamente lo strato di conglomerato bituminoso raggiunge la parte superiore del cordolo.

Il momento sollecitante di progetto sarà quindi aumentato dell'aliquota di carico dovuta ai 5 cm di strato in più attualmente presente. Si assume il peso proprio del conglomerato bituminoso pari a 23 kN/m^3
La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.865.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(37.6\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 261.3\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 261.3\ x\ 0.865 = 226.0\ kNm$$

6.4.4.2 *Analisi dei carichi da traffico*

I carichi verticali da traffico descritti nelle NTC 18 sono definiti da precisi schemi di carico disposti su corsie convenzionali. Le corsie convenzionali sono definite da larghezze w_1 posizionate sulla superficie carrabile ed il massimo numero è indicato nel prospetto seguente (**Figura 6-6**):

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

Figura 6-6 - Corsie convenzionali NTC

Considerando che la larghezza della superficie carrabile è pari a $w = 8.6\ m$ e che la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3.00 m:

$$n_c = 2$$

La larghezza della zona rimanente vale quindi:

$$w_r = w - 3\ x\ n_c = 8.6 - 3\ x\ 2 = 2.6\ m$$

La normativa propone 6 differenti schemi di carico, per perseguire l'obiettivo della verifica globale dell'impalcato in questa sede si adotta lo schema 1, costituito dai carichi applicati alle corsie rappresentati di seguito (**Figura 6-7**):

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 6-7 - Intensità carichi NTC

Considerando la presenza di un marciapiede si considera per il carico folla lo schema di carico 5, che consiste nel considerare un peso di 5 kN/m² disposti sul marcipiede che nel caso in esame è largo 1,7 m.

6.4.4.3 Valutazione dei coefficienti di distribuzione

Si ricercano i coefficienti di distribuzione del carico (**Tabella 6-1 a-b**) sulla trave di bordo (y=b) per eccentricità del carico variabile partendo dai valori noti presenti sulle tabelle proposte da Guyon-Massonet-Mares

	e	**-4.550**	**-3.413**	**-2.275**	**-1.138**	**0.000**	**1.138**	**2.275**	**3.413**	**4.550**
θ = 0.2	K_0	-1.982	-1.242	-0.501	0.242	0.988	1.739	2.496	3.258	4.024
θ = 0.25	K_0	-1.957	-1.230	-0.502	0.231	0.972	1.724	2.491	3.270	4.057
θ = 0.238	K_0	-1.963	-1.233	-0.502	0.234	0.976	1.728	2.492	3.267	4.049

	e	**-4.550**	**-3.413**	**-2.275**	**-1.138**	**0.000**	**1.138**	**2.275**	**3.413**	**4.550**
θ = 0.2	K_1	0.831	0.867	0.906	0.947	0.991	1.039	1.091	1.445	1.201
θ = 0.25	K_1	0.754	0.804	0.857	0.916	0.981	1.055	1.135	1.223	1.313
θ = 0.238	K_1	0.773	0.819	0.869	0.923	0.984	1.051	1.124	1.277	1.286

Tabella 6-1 a-b - Interpolazione coefficienti di distribuzione trasversale tabellati G-M-B opera 2 impalcato 11

Si procede quindi al calcolo dei coefficienti di distribuzione tramite la seguente formula empirica:

$$k_\alpha = k_0 + (k_1 - k_0)\sqrt{\alpha}$$

Dalle quali si ottiene (**Tabella 6-2**):

α =	0.0238								
e	-4.550	-3.413	-2.275	-1.138	0.000	1.138	2.275	3.413	4.550
K_α	-1.542	-0.917	-0.291	0.340	0.977	1.624	2.281	2.960	3.624

Tabella 6-2 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 2 impalcato 11

Utilizzando i coefficienti precedentemente calcolati come linea d'influenza, si applicano i carichi come rappresentato nella seguente figura (**Figura 6-3**):

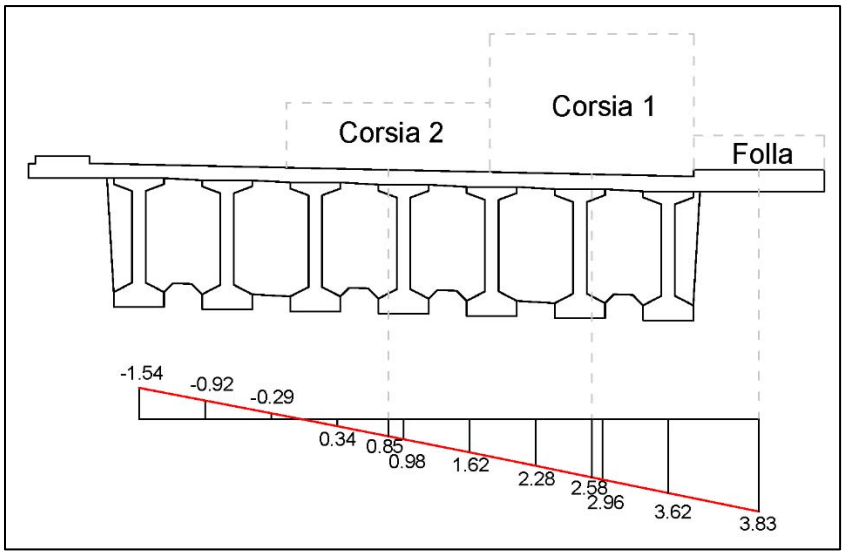


Figura 6-8 - Rappresentazione grafica coefficienti di G-M-B opera 2 impalcato 11

6.4.4.4 *Valutazione del momento sollecitante*

La distribuzione dei carichi che massimizza il momento sollecitante in campata è la seguente (**Figura 6-9**):

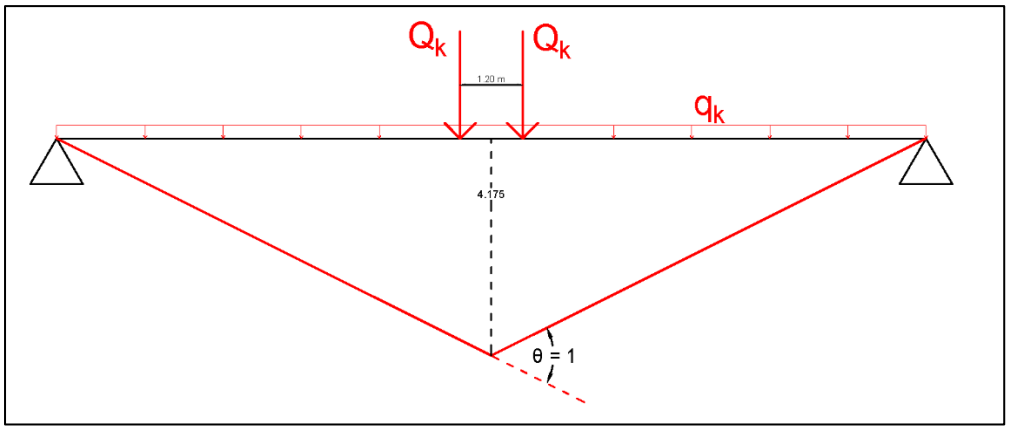


Figura 6-9 - Liena d'influenza momento flettente in campata

Si sviluppano ora i carichi in serie di Fourier per approssimarli a carichi sinuisodali. Per i carichi concentrati si usa il seguente sviluppo in serie:

$$P_{k,1} = \frac{2P}{b\, l_c} sen\left(\frac{\pi d_k}{l_c}\right)$$

Dove:
d_k = distanza del punto di applicazione del carico dall'estremo sisistro
b = interasse travi
l_c = luce della trave
P = carico puntuale [kN]

Mentre per i carichi distribuiti vale il seguente sviluppo in serie:

$$p_{k,1} = \frac{4p}{\pi l_c}$$

Dove:
p = carico lineare [kN/m]

Di seguito una tabella con i risultati dello sviluppo in serie di Fourier dei carichi delle varie corsie.

Gli effetti della modellazione dei carichi tramite sinusoide in termini di momento flettente in campata sono i seguenti:

$$M\left(x = \frac{l_c}{2}\right) = \frac{p\, l_c^2}{\pi^2}$$

Una volta sommati tutti i momenti sollecitanti, questi sono distribuiti uniformemente sulle 7 travi costituenti l'impalcato.
I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella (**Tabella 6-3**):

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	P [kN]	d_k [m]	p [kN/m]	q [kN/m]	p [kN/m]	p [kN/m]	M (x=l/2) [kNm]
1	300	18.2	12.26	27	26.44	50.96	7300.18
	300	19.4	12.26				
2	200	18.2	8.17	7.5	7.35	23.69	3393.68
	200	19.4	8.17				
folla				8.5	8.5	8.50	1217.57
						$\mathbf{M_{medio}}$	1701.63

Tabella 6-3 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 2 impalcato 11

Si passa quindi alla valutazione del momento flettente sollecitante sulla trave di bordo, tramite la seguente formula:

$$M_{q,s} = M_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i}$$

Si ottengono i risultati riassunti nella tabella seguente(**Tabella 6-4**):

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	50.96	2.58	131.49
2	23.69	0.85	20.14
Folla	8.50	3.63	30.86
Somma	83.15		182.48

Tabella 6-4 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 2 impalcato 11

Applicando la formula precedentemente menzionata, si determina il momento sollecitante sulla trave di bordo dovuto ai carichi da traffico:

$$M_{s.q} = M_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} = 1701.63\ x \frac{182.48}{83.15} = 3743.4\ kNm$$

Si determina il momento flettente dovuto ai carichi permanti strutturali.
Il peso proprio della trave vale:

$$g_{1,t} = 13.9\ kN/m$$

Il carico dovuto a traversi e soletta vale:

$$g_{1,s} = 16.4\ kN/m$$

Per cui:

$$M_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})\ l_c^2}{8} = \frac{(13.9 + 16.4)\frac{kN}{m}\ x\ (37.6\ m)^2}{8} = 5354.6\ kNm$$

Il carico dovuto ai permanenti non strutturali vale:

$$g_2 = 4.20\ kN/m$$

Per cui:

$$M_{s,g2} = \frac{g_2\, l_c^2}{8} = \frac{4.20\,\frac{kN}{m}\ x\ (37.6\ m)^2}{8} = 742.2\ kNm$$

Ricordando l'incremento di momento dovuto al sovraccarico dovuto al conglomerato bituminoso aggiunto nel corso del tempo:

$$M'_{g2} = 226.01\ kNm$$

Quindi, sommando i due contributi si ottiene:

$$M_{s,g2} = 742.2\ kNm + 226.01\ kNm = 968.2\ kNm$$

Combinando i seguenti risultati allo SLU, in accordo ai coefficienti suggeriti dalle NTC 18 (**Figura 6-5**):

		Coefficiente	EQU[1]	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali [2] g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00

Tabella 6-5 - Coefficienti di sicurezza parziali secondo NTC

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 1.1\ x\ 5354.6 + 1.5\ x\ 968.2 + 1.35\ x\ 3743.4 = 12395\ kNm$$

6.4.4.5 Valutazione del momento resistente

In accordo alle caratteristiche dei materiali precedentemente descritte e delle armature lente descritte nella seguente immagine (**Figura 6-3**):

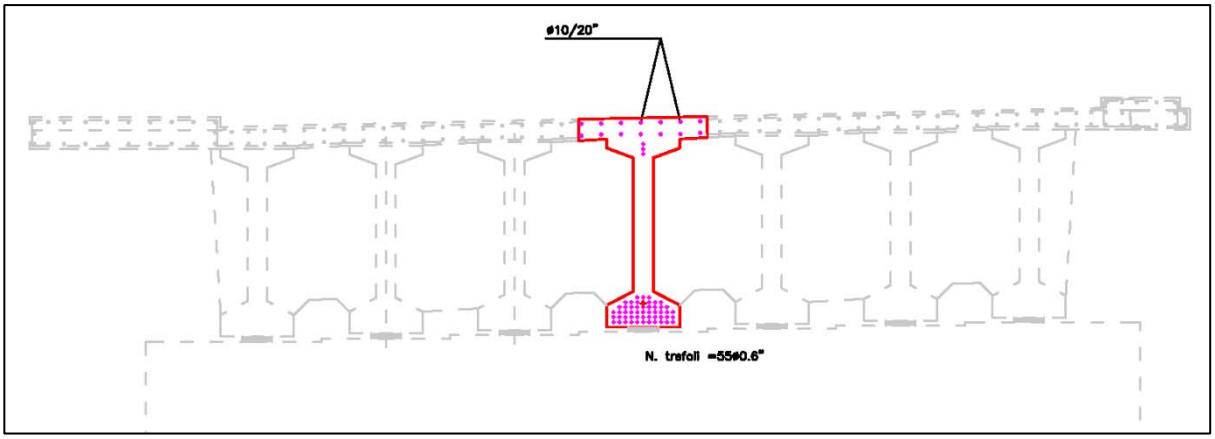


Figura 6-10 - Schematizzazione sezione con armature lente e di precompressione opera 2 impalcato 11

Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi; determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 166.1 cm; schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,d} = 20250\ kNm$$

6.4.4.6 Valutazione del taglio sollecitante

La distribuzione dei carichi che massimizza il taglio sollecitante sull'appoggio è il seguente (**Figura 6-11**):

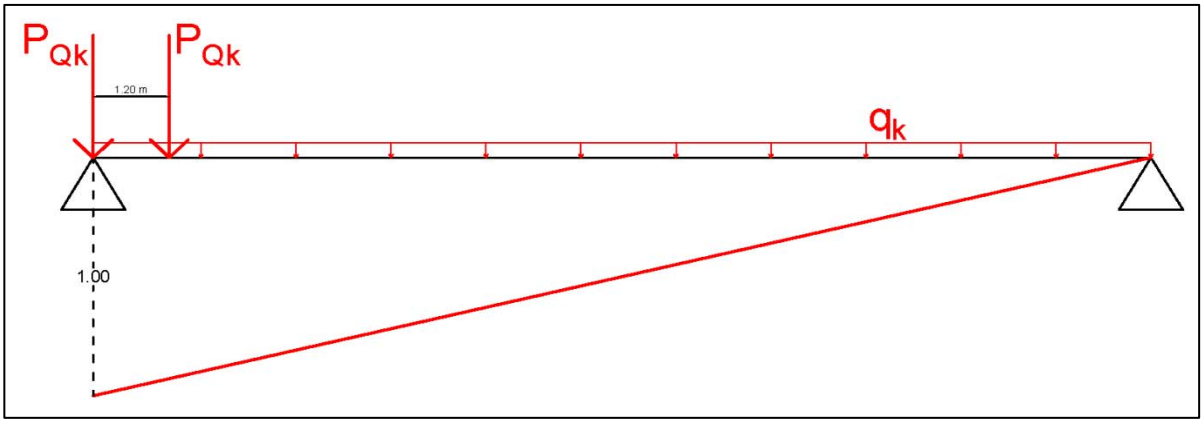


Figura 6-11 - Linea d'influenza momento flettente sull'appoggio

In questo caso non è possibile approssimare il carico ad uno sviluppo in serie di tipo sinuisodale, perché il primo contributo, essendo a distanza nulla sarebbe trascurato. Si procede quindi modificando i carichi p, precedentemente calcolati con il rapporto tra reazione vincolare con il carico che massimizza il momento flettente e il carico che massimizza il taglio.
I risultati sono rappresentati nella seguente tabella (**Tabella 6-6**):

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	50.96	1098.00	807.60	1.3596	829.28
2	23.69	534.60	341.00	1.5677	444.54
Folla	8.50	159.80	159.80	1	101.73
			V_{medio} [kN]		196.51

Tabella 6-6 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 2 impalcato 11

Riprendendo i coefficienti di distribuzione trasversale per i punti di applicazione dei carichi, e ricordando che .lo sforzo di taglio è somma del contributo del momento flettente nella trave (coefficiente K_α) e del contributo del momento torcente nei traversi (μ_α), secondo la seguente formula:

$$V_{q,s} = V_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b \frac{\pi}{l} \sum p_i \mu_\alpha(y, e_i)$$

Per y=b, cioè per la trave di bordo, i cuoefficienti μ_α sono nulli.
Si ottengono, quindi, i risultati riassunti nella seguente tabella :

Corsia	p'	k_α(y=b,e)	p' x k_α
1	69.29	2.58	178.77
2	37.14	0.85	31.57
Folla	8.50	3.63	30.86
Somma	114.93		241.19

Tabella 6-7 - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 2 impalcato 11

Tramite i quali è possibile determinare:

$$V_{q,s} = V_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b \frac{\pi}{l} \sum p_i \mu_\alpha(y, e_i) = 196.51\ x \frac{241.19}{114.93} = 412.4\ kN$$

Si determina il taglio sollecitante sull'appoggio dovuto ai carichi permanti strutturali. Il peso proprio della trave vale:

$$g_{1,t} = 13.9\ kN/m$$

Il carico dovuto a traversi e soletta vale:

$$g_{1,s} = 16.4\ kN/m$$

Per cui:

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s}) l_c}{2} = \frac{(13.9 + 16.4) \frac{kN}{m}\ x\ 37.6\ m}{2} = 569.6\ kN$$

Il carico dovuto ai permanenti non strutturali vale:

$$g_2 = 4.20\ kN/m$$

Per cui:

$$V_{s,g2} = \frac{g_2 l_c}{2} = \frac{4.20 \frac{kN}{m}\ x\ 37.6\ m}{2} = 78.9\ kN$$

Aggiungendo il contributo dovuto all'aumento di sollecitazione dovuto all'incremento di spessore del manto stradale

$$V'_{s,g2} = V'_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} = V'_{medio} k_\alpha = g'_2 \frac{l_c}{2}\ k_\alpha = 24.04\ kN$$

Che sommati

$$V_{s,g2} = 102.9\ kN$$

Combinando i seguenti risultati allo SLU, in accordo ai coefficienti suggeriti dalle NTC 18 richiamati di seguito (**Figura 6-5**):

		Coefficiente	EQU(1)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali (2) g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00

$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 1.1\ x\ 569.6 + 1.5\ x\ 102.9 + 1.35\ x\ 412.4 = 1337.7\ kNm$$

6.4.4.7 *Valutazione del taglio resistente*

Le armature a taglio presenti nei primi 3 metri di trave sono costituiti da staffe di diametro 16 mm ogni 15 cm, per cui l'armatura a taglio risulta avere un area pari a:

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

In accordo alle NTC18, con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola come:

$$V_{Rsd} = 0.9\ d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) sin\alpha = 0.9\ x \frac{1850\ mm}{150\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8 \frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = 3556.4\ kN$$

In accordo alle NTC18, con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola come:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)} = 0.9\ x\ 2070\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 2040\ kN$$

Quindi la resistenza di progetto a taglio della sezione è pari a

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 2040\ kN$$

6.4.5 Impalcato 4

Da questo punto in avanti si riportano esclusivamente i risultati dei calcoli, in quanto si ripetono le formule, i procedimenti e le ipotesi usati nel capitolo 6.3.3.

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo I160 precompresso a fili aderenti orizzontali.

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 25.90\, m$

Interasse travi $b_0 = 1.30\, m$

Semilarghezza impalcato $b = 4.55\, m$

Parametro di irrigidimeto $\theta = 0.3350\, m$

Parametro di torsione $\alpha = 0.0258\, m$

6.4.5.1 Analisi dei carichi permanenti

Si valuta il carico aggiuntivo dovuto all'aumento dello spessore dello strato bituminoso.
La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.865.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(25.9\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 123.9\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 123.9\ x\ 0.900 = 107.2\ kNm$$

$$V'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l_c}{2} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{25.9\ m}{2} x\frac{1}{7} = 19.14\ kN$$

$$V'_{g2} = V'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 19.14\ x\ 0.865 = 16.56\ kN$$

6.4.5.2 Valutazione dei coefficienti di distribuzione

θ =	**0.335**	**Campata 4**								
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.3	K_0	-1.9230	-1.2095	-0.5038	0.2109	0.9423	1.6975	2.4805	3.2901	4.1177
θ = 0.35	K_0	-1.8411	-1.1765	-0.5067	0.1793	0.8954	1.6545	2.4642	3.3228	4.2142
θ = 0.3350	K_0	-1.8657	-1.1864	-0.5058	0.1888	0.9095	1.6674	2.4691	3.3130	4.1853
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.3	K_1	0.6733	0.7345	0.8012	0.8776	0.9664	1.0689	1.1849	1.3126	1.4474
θ = 0.35	K_1	0.5926	0.6624	0.7408	0.8340	0.9466	1.0808	1.2369	1.4123	1.6001
θ = 0.3350	K_1	0.6168	0.6840	0.7589	0.8471	0.9525	1.0772	1.2213	1.3824	1.5543
	α =	0.0258								
	e	-4.550	-3.413	-2.275	-1.138	0.000	1.138	2.275	3.413	4.550
	K_α	**-1.467**	**-0.886**	**-0.303**	**0.295**	**0.916**	**1.573**	**2.269**	**3.003**	**3.763**

Tabella 6-8 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 2 impalcato 4

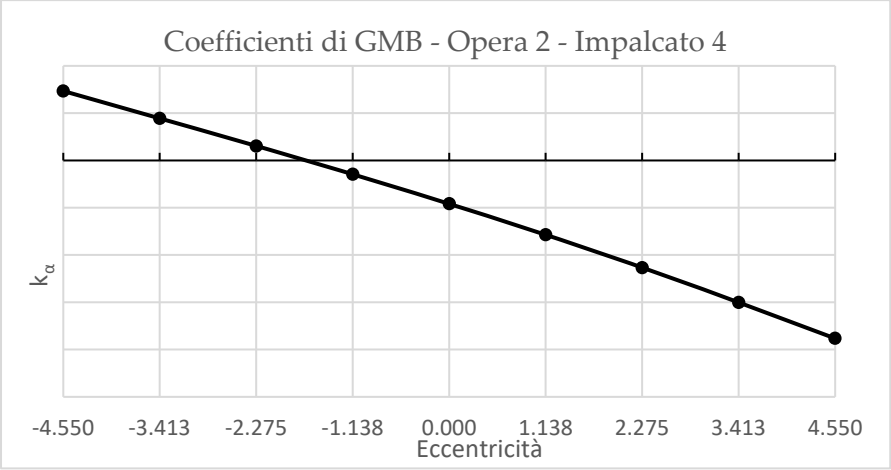


Grafico 6-1 - Rappresentazione grafica coefficienti di distribuzione trasversale G-M-B opera 2 impalcato 4

6.4.5.3 Valutazione del momento sollecitante

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	**P [kN]**	**d_k [m]**	**p [kN/m]**	**q [kN/m]**	**p [kN/m]**	**p [kN/m]**	**M (x=l/2) [kNm]**
1	300	12.35	17.77	27	26.44	61.99	4213.28
	300	13.55	17.77				
2	200	12.35	11.85	7.5	7.35	31.04	2109.89
	200	13.55	11.85				
folla				8.5	8.33	8.33	565.83
						M_{medio}	984.14

Tabella 6-9 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 2 impalcato 4

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	61.99	2.60	161.42
2	31.04	0.89	27.61
Folla	8.33	4.01	33.40
Somma	101.36		222.43

Tabella 6-10 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 2 impalcato 4

$$M_{s.q} = M_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} = 984.14\ x\ \frac{222.43}{101.36} = 2159.6\ kNm$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 28.2\ kN/m$$

$$g_2 = 4.76\ kN/m$$

$$M_{s,g1} = \frac{\left(g_{1,t} + g_{1,s}\right) l_c^2}{8} = \frac{28.2\frac{kN}{m}\ x\ (25.9\ m)^2}{8} = 2364.6\ kNm$$

$$M_{s,g2} = M'_{s,g2} + \frac{g_2\ l_c^2}{8} = 107.2 + \frac{4.76\frac{kN}{m}\ x\ (25.9\ m)^2}{8} = 506.3\ kNm$$

$$M_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 2364.6 + 1.5\ x\ 506.3 + 1.35\ x\ 2159.6 = 6276\ kNm$$

6.4.5.4 Valutazione del momento resistente

Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi;
determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 166.1 cm;
schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,d} = 9980\ kNm$$

6.4.5.5 Valutazione del taglio sollecitante

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	61.99	935.80	649.60	1.4406	736.22
2	31.04	487.90	297.10	1.6422	420.28
Folla	8.33	110.10	110.10	1.00	68.63
			V_{medio} [kN]		175.02

Tabella 6-11 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 2 impalcato 4

Corsia	p'	$k_\alpha(y=b,e)$	p' x k_α
1	89.30	2.60	232.54
2	50.98	0.89	45.34
Folla	8.33	4.01	33.40
Somma	148.60		311.28

Tabella 6-12 - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 2 impalcato 4

$$V_{q,s} = V_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b\frac{\pi}{l}\sum p_i \mu_\alpha(y,e_i) = 175.02\ x\ \frac{311.28}{148.60} = 366.6\ kN$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 28.2\ kN/m$$

$$g_2 = 4.76\ kN/m$$

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})l_c}{2} = \frac{28.2\frac{kN}{m}\ x\ 25.9\ m}{2} = 365.2\ kNm$$

$$V_{s,g2} = V'_{s,g2} + \frac{g_2 l_c}{2} = 16.56 + \frac{4.76\frac{kN}{m}\ x\ 25.9\ m}{2} = 78.2\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 365.2 + 1.5\ x\ 78.2 + 1.35\ x\ 366.6 = 1013.9\ kN$$

6.4.5.6 Valutazione del taglio resistente

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

$$V_{Rsd} = 0.9\ d \frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) sin\alpha$$
$$= 0.9\ x \frac{1770\ mm}{150\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8 \frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 3402.6\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1770\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 1744\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1744\ kN$$

6.5 SS 694 - Opera 4

6.5.1 Descrizione dell'opera

Trattasi di un viadotto che scavalca una linea ferroviaria FS per il completamento della Variante esterna alla città di Lecce. L'opera è ubicata tra le progressive 1+361 ed 1+478 della SS694 ed interessa con la campata principale la sede ferroviaria FS della linea Bologna-Lecce.

Il manufatto è articolato sulla suddetta campata avente luce pari a 35,26 m. e di altre tre aventi luce di calcolo pari a 25,70 m.. A supporto della presente sono stati forniti da Anas i seguenti documenti:

- *Relazione di calcolo dell'opera n°4 per il completamento funzonale della variante esterna alla città di Lecce*
- *Tavole grafiche allegate alla relazione di calcolo*

L'opera ha uno schema costruttivo a graticcio in cui gli elementi longitudinali sono costituiti da travi precompresse a fili aderenti orizzontali, e gli elementi trasversali da traversi sia di testata sia di campata che assicurano il comportamento strutturale ipotizzato. E' inoltre gettata in opera una soletta di altezza pari a 22 cm. Le travi hanno schema statico semplicemente appoggiato

6.5.2 Ispezione ordinaria

6.5.2.1 Difettologia rilevata

- Tacce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

6.5.2.2 Stralcio della documentazione fotografica

Tabella 6-13 - Documentazione fotografica ispezione visiva opera 4

Materiali

MATERIALI				
~~Calcestruzzo Trave alle spanse~~	~~Rckj=~~	~~500~~	~~Kg/cmq~~
Calcestruzzo Trave a 28gg	Rck =	550	Kg/cmq
Calcestruzzo Getto a 28gg	Rck =	350	Kg/cmq
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	fptk =	19000	Kg/cmq
Tesatura	=	14250	Kg/cmq
Acciaio Fe-b-44 K	fyk =	4400	Kg/cmq
~~Reti elettrosaldate~~	~~fyk =~~	~~4000~~	~~Kg/cmq~~

Per il calcolo delle resistenze degli elementi sollecitati si assume un fattore di confidenza $FC = 1.2$ considerando la disponibilità delle relazioni di calcolo originali ma non di indagini strutturali sull'opera che determinano un livello di conoscenza $LC = 1.2$

- CLS trave

$$f_{ck} = 0.83\, R_{ck} = 45.65\, MPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\, MPa$$

- CLS soletta

$$f_{ck} = 0.83\, R_{ck} = 29.05\, Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{29.05}{1.5\ x\ 1.2} = 16.2\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{ptk} = 1900\ MPa$$

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1376.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yk} = 440\ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

6.5.3 Impalcato 1

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo I160 precompresso a fili aderenti orizzontali.

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 19.66\, m$

Semilarghezza impalcato $b = 4.55$

Interasse travi $b_0 = 1.30\, m$

Parametro di irrigidimeto $\theta = 0.4526\, m$

Parametro di torsione $\alpha = 0.0263\, m$

- Analisi dei carichi permanenti

  Peso proprio aggiuntivo dovuto all'aumento dello spessore dello strato bituminoso

  La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.865.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(19.66\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 123.9\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 123.9\ x\ 1.0113 = 125.3\ kNm$$

$$V'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l_c}{2} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{19.66\ m}{2} x\frac{1}{7} = 14.53\ kN$$

$$V'_{g2} = V'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 19.14\ x\ 1.0113 = 14.69\ kN$$

- Valutazione dei coefficienti di distribuzione

θ =	**0.4526**	**Campata 1**								
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.45	K_0	-1.6003	-1.0640	-0.5152	0.0730	0.7355	1.5059	2.4061	3.4340	4.5496
θ = 0.50	K_0	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	0.6203	1.3968	2.3968	3.5140	4.7981
θ = 0.4526	K_0	-1.0763	-0.8162	-0.5292	-0.1562	0.3839	1.1729	2.3777	3.6782	5.3080
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.45	K_1	0.4418	0.5202	0.6142	0.7355	0.8933	1.0938	1.3400	1.6291	1.9476
θ = 0.50	K_1	0.3751	0.4538	0.5516	0.6834	0.8609	1.0937	1.3876	1.7409	2.1362
θ = 0.4526	K_1	0.2382	0.3175	0.4231	0.5765	0.7944	1.0935	1.4853	1.9703	2.5232
	α =	**0.0263**								
	e	-4.550	-3.413	-2.275	-1.138	0.000	1.138	2.275	3.413	4.550
	K_α	**-0.863**	**-0.632**	**-0.375**	**-0.037**	**0.450**	**1.160**	**2.233**	**3.401**	**4.856**

Tabella 6-14 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 4 impalcato 1

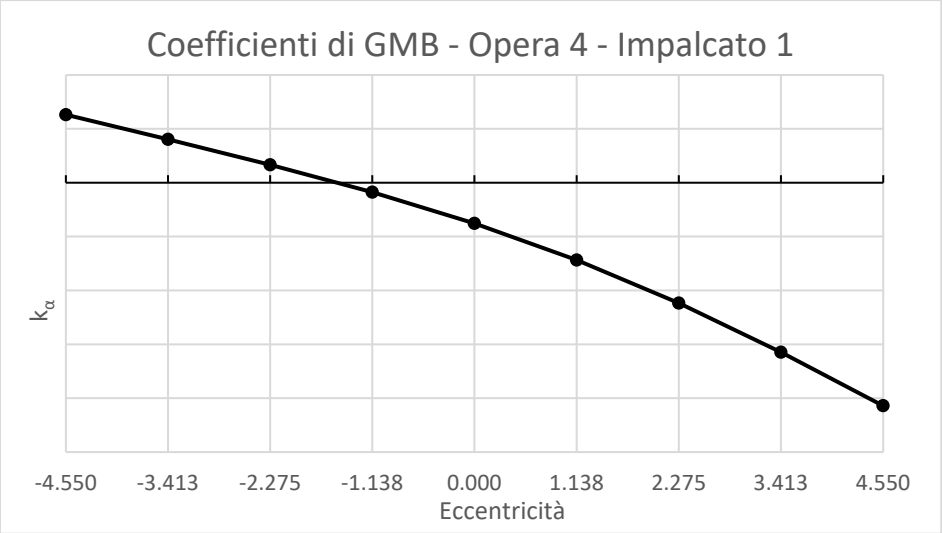


Grafico 6-2 - Rappreentazione grafica coefficienti di distribuzione trasversale M-G-B opera 4 impalcato 1

- Valutazione del momento sollecitante

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	P [kN]	d_k [m]	p [kN/m]	q [kN/m]	p [kN/m]	p [kN/m]	M (x=l/2) [kNm]
1	300	9.23	23.37	27	26.44	73.18	2865.91
	300	10.43	23.37				
2	200	9.23	15.58	7.5	7.35	38.50	1507.87
	200	10.43	15.58				
folla				8.5	8.33	8.33	326.03
						M_{medio}	671.40

Tabella 6-15 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 4 impalcato 1

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	73.18	2.82	206.04
2	38.50	1.00	38.36
Folla	8.33	4.31	35.88
Somma	120.01		280.28

Tabella 6-16 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 4 impalcato 1

$$M_{s.q} = M_{medio} \frac{\sum p_i k_\alpha(y, e_i)}{\sum p_i} = 671.4\ x \frac{280.28}{120.01} = 1568.03\ kNm$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 27.7\ kN/m$$

$$g_2 = 5.02\ kN/m$$

$$M_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})\ l_c^2}{8} = \frac{27.7 \frac{kN}{m}\ x\ (19.66\ m)^2}{8} = 1338\ kNm$$

$$M_{s,g2} = M'_{s,g2} + \frac{g_2\ l_c^2}{8} = 125.3 + \frac{5.02 \frac{kN}{m}\ x\ (25.9\ m)^2}{8} = 544.43\ kNm$$

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 1.1\ x\ 1338 + 1.5\ x\ 544.43 + 1.35\ x\ 1568.03 = 4405.3\ kNm$$

- Valutazione del momento resistente

  Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi;
  determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 137.05 cm;
  schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,d} = 6030\ kNm$$

- Valutazione del taglio sollecitante

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	73.18	847.10	565.40	1.4982	903.91
2	38.50	461.50	272.30	1.6948	537.99
Folla	8.33	83.56	83.56	1.00	68.63
			V_{medio} [kN]		215.79

Tabella 6-17 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 4 impalcato 1

Corsia	p'	k_α(y=b,e)	p' x k_α
1	109.64	2.82	308.70
2	65.26	1.00	65.01
Folla	8.33	4.31	35.88
Somma	183.22		409.59

Tabella 6-18 - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 4 impalcato 1

$$V_{q,s} = V_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b\frac{\pi}{l}\sum p_i \mu_\alpha(y,e_i) = 215.8\ x\frac{409.59}{183.22} = 482.4\ kN$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 27.7\ kN/m$$

$$g_2 = 5.02\ kN/m$$

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})l_c}{2} = \frac{27.7\frac{kN}{m}\ x\ 19.66\ m}{2} = 272.29\ kNm$$

$$V_{s,g2} = V'_{s,g2} + \frac{g_2 l_c}{2} = 14.69 + \frac{5.02\frac{kN}{m}\ x\ 25.9\ m}{2} = 79.69\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 272.29 + 1.5\ x\ 79.69 + 1.35\ x\ 482.4 = 1068.4\ kN$$

- Valutazione del taglio resistente

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

$$V_{Rsd} = 0.9\ d \frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) sin\alpha$$
$$= 0.9\ x \frac{1770\ mm}{150\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8 \frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 3402.6\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1770\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 1744\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1744\ kN$$

6.5.4 Impalcato 4

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo I190 precompresso a fili aderenti orizzontali.

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 36.36\, m$

Semilarghezza impalcato $b = 4.55$

Interasse travi $b_0 = 1.30\, m$

Parametro di irrigidimeto $\theta = 0.2458\, m$

Parametro di torsione $\alpha = 0.0245\, m$

- Analisi dei carichi permanenti

  Peso proprio aggiuntivo dovuto all'aumento dello spessore dello strato bituminoso

  La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.865.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(36.36\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 244.34\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 123.9\ x\ 8935 = 218.32\ kNm$$

$$V'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l_c}{2} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{36.36\ m}{2} x\frac{1}{7} = 26.88\ kN$$

$$V'_{g2} = V'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 19.14\ x\ 8935 = 24.01\ kN$$

- Valutazione dei coefficienti di distribuzione

θ =	**0.2458**	**Campata 4**								
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.20	K_0	-1.982	-1.242	-0.501	0.242	0.988	1.739	2.496	3.258	4.024
θ = 0.25	K_0	-1.957	-1.230	-0.502	0.231	0.972	1.724	2.491	3.270	4.057
θ = 0.2458	K_0	-1.9592	-1.2312	-0.5018	0.2318	0.9732	1.7257	2.4910	3.2686	4.0546
	e	-4.5500	-3.4125	-2.2750	-1.1375	0.0000	1.1375	2.2750	3.4125	4.5500
θ = 0.20	K_1	0.831	0.867	0.906	0.947	0.991	1.039	1.091	1.445	1.201
θ = 0.25	K_1	0.754	0.804	0.857	0.916	0.981	1.055	1.135	1.223	1.313
θ = 0.2458	K_1	0.7603	0.8091	0.8610	0.9182	0.9820	1.0533	1.1316	1.2412	1.3039
	α =	**0.0263**								
	e	-4.550	-3.413	-2.275	-1.138	0.000	1.138	2.275	3.413	4.550
	K_α	-1.518	-0.900	-0.281	0.343	0.975	1.617	2.271	2.940	3.608

Tabella 6-19 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 4 impalcato 4

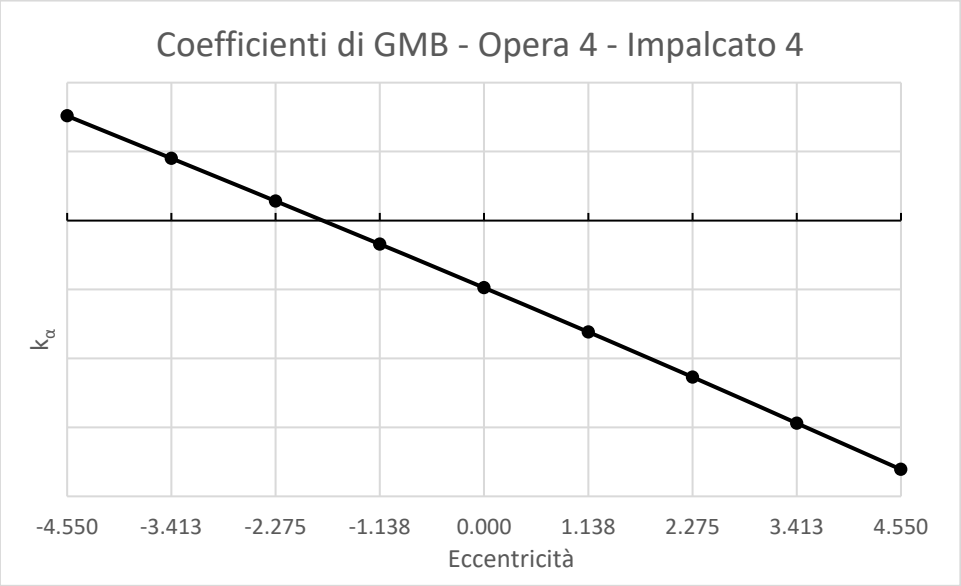


Grafico 6-3 - Rappreentazione grafica coefficienti di distribuzione trasversale M-G-B opera 4 impalcato 4

- Valutazione del momento sollecitante

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	P [kN]	d_k [m]	p [kN/m]	q [kN/m]	p [kN/m]	p [kN/m]	M (x=l/2) [kNm]
1	300	16.58	12.57	27	26.44	51.70	6925.66
	300	17.78	12.69				
2	200	16.58	8.38	7.5	7.35	24.18	3239.57
	200	17.78	8.46				
folla				8.5	8.33	8.33	1115.15
						$\mathbf{M_{medio}}$	1611.48

Tabella 6-20 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 4 impalcato 4

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	51.70	2.57	132.74
2	24.18	0.8794	21.27
Folla	8.33	3.95	32.92
Somma	84.21		186.93

Tabella 6-21 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 4 impalcato 4

$$M_{s.q} = M_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} = 1611.48\ x\frac{186.93}{84.21} = 3577.2\ kNm$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 32.2\ kN/m$$

$$g_2 = 5.42\ kN/m$$

$$M_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})\ l_c^2}{8} = \frac{32.2\frac{kN}{m}\ x\ (36.36\ m)^2}{8} = 5321.2\ kNm$$

$$M_{s,g2} = M'_{s,g2} + \frac{g_2\ l_c^2}{8} = 218.32 + \frac{5.02\frac{kN}{m}\ x\ (36.36\ m)^2}{8} = 1047.9\ kNm$$

$$M_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 5321.2 + 1.5\ x\ 1047.9 + 1.35\ x\ 3577.2 = 12254\ kNm$$

- Valutazione del momento resistente

Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi;
determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 137.05 cm;
schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:
0

$$M_{R,d} = 19590\ kNm$$

- Valutazione del taglio sollecitante

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	51.70	1081.00	790.90	1.3668	817.88
2	24.18	528.70	336.40	1.5716	439.91
Folla	8.33	154.50	154.50	1.00	96.35
			V_{medio} [kN]		193.45

Tabella 6-22 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 4 impalcato 4

Corsia	p'	k_α(y=b,e)	p' x k_α
1	70.67	2.57	181.43
2	38.01	0.88	33.43
Folla	8.33	3.95	32.92
Somma	117.00		247.78

Tabella 6-23 - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 4 impalcato 4

$$V_{q,s} = V_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b\frac{\pi}{l}\sum p_i \mu_\alpha(y,e_i) = 193.45\ x\frac{247.78}{117} = 409.68\ kN$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 32.2\ kN/m$$

$$g_2 = 5.42\ kN/m$$

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})l_c}{2} = \frac{32.2\frac{kN}{m}\ x\ 36.36\ m}{2} = 589.26\ kNm$$

$$V_{s,g2} = V'_{s,g2} + \frac{g_2 l_c}{2} = 24.01 + \frac{5.42\frac{kN}{m}\ x\ 36.36\ m}{2} = 122.54\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 589.26 + 1.5\ x\ 122.54 + 1.35\ x\ 409.68 = 1385.06\ kN$$

- Valutazione del taglio resistente

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

$$V_{Rsd} = 0.9\ d \frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) sin\alpha$$
$$= 0.9\ x \frac{2070\ mm}{150\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8 \frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 3979.3\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 2070\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 2039.6\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 2039.7\ kN$$

6.6 SS 694 - Opera 11

6.6.1 Descrizione dell'opera

Trattasi del viadotto "Antica Rudiae", di 20 campate, a servizio della Variante esterna alla città di Lecce dall'innesto con la S.S.613 all'innesto con la S.S.16. L'opera è ubicata tra le progressive 5+846 e 6+408 della semicarreggiata esterna, e scavalca la S.p. n°16 per Copertino oltre ad infrastrutture di viabilità locale. Le luci di norma sono pari a 26,00 m meno che nella zona terminale lato Brindisi, ove i vincoli, costituiti dalle obliquità delle infrastrutture e dagli inurbamenti, hanno comportato l'adattamento alle condizioni locali con l = 33,30 m. Sono previsti n.7 travi in c.a.p. a fili aderenti prefabbricate in stabilimento con sezione a doppio T.

A supporto della presente sono stati forniti da Anas i seguenti documenti:

- *Relazione di calcolo dell'opera n°11 per il completamento funzonale della variante esterna alla città di Lecce*
- *Tavole grafiche allegate alla relazione di calcolo*

L'opera ha uno schema costruttivo a graticcio in cui gli elementi longitudinali sono costituiti da travi precompresse a fili aderenti orizzontali, e gli elementi trasversali da traversi sia di testata sia di campata che assicurano il comportamento strutturale ipotizzato. E' inoltre gettata in opera una soletta di altezza pari a 22 cm. Le travi hanno schema statico semplicemente appoggiato.

6.6.2 Ispezione ordinaria

6.6.2.1 Difettologia rilevata

- Tacce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

- Macche di umidità attiva
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

6.6.2.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 6-12 - Documentazione fotografica Opera 11

6.6.3 Materiali

MATERIALI			
Calcestruzzo Trave alla spanca	Rckj =	500	Kg/cmq
Calcestruzzo Trave a 28gg	Rck =	550	Kg/cmq
Calcestruzzo Getto a 28gg	Rck =	350	Kg/cmq
Trefoli stabilizzati a basso rilassamento	fptk =	19000	Kg/cmq
Tesatura	=	14250	Kg/cmq
Acciaio Fe-b-44 K	fyk =	4400	Kg/cmq
Reti elettrosaldate	fyk =	4000	Kg/cmq

Per il calcolo delle resistenze degli elementi sollecitati si assume un fattore di confidenza $FC = 1.2$ considerando la disponibilità delle relazioni di calcolo originali ma non di indagini strutturali sull'opera che determinano un livello di conoscenza $LC = 1.2$

- CLS trave

$$f_{ck} = 0.83\ R_{ck} = 45.65\ MPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- CLS soletta

$$f_{ck} = 0.83\ R_{ck} = 29.05\ Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{29.05}{1.5\ x\ 1.2} = 16.2\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{ptk} = 1900\ MPa$$

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1376.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yk} = 440\ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

6.6.4 Impalcato 1

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo I160 precompresso a fili aderenti orizzontali.

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 16.94\ m$

Semilarghezza impalcato $b = 4.725$

Interasse travi $b_0 = 1.35\ m$

Parametro di irrigidimeto $\theta = 0.522\ m$

Parametro di torsione $\alpha = 0.0249\ m$

6.6.4.1 Analisi dei carichi permanenti

Peso proprio aggiuntivo dovuto all'aumento dello spessore dello strato bituminoso

La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.9750.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(16.94\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 53.03\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 53.03\ x\ 0.9750 = 51.71\ kNm$$

$$V'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l_c}{2} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{16.94\ m}{2} x\frac{1}{7} = 12.52\ kN$$

$$V'_{g2} = V'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 12.52\ x\ 0.9750 = 12.21\ kN$$

6.6.4.2 Valutazione dei coefficienti di distribuzione

θ =	**0.5222**	**Campata 1**								
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
θ = 0.50	K_0	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	0.6203	1.3968	2.3968	3.5140	4.7981
θ = 0.55	K_0	-1.2290	-0.8870	-0.5230	-0.0880	0.4805	1.2650	2.3050	3.6080	5.1000
θ = 0.5222	K_0	-1.3399	-0.9403	-0.5214	-0.0404	0.5601	1.3385	2.3559	3.5558	4.9320
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
θ = 0.50	K_1	0.3751	0.4538	0.5516	0.6834	0.8609	1.0937	1.3876	1.7409	2.1362
θ = 0.55	K_1	0.3105	0.3920	0.4920	0.6310	0.8260	1.0890	1.4310	1.8520	2.3310
θ = 0.5222	K_1	0.3485	0.4264	0.5250	0.6601	0.8452	1.0916	1.4068	1.7902	2.2229
	α =	**0.0249**								
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
	K_α	-1.073	-0.725	-0.356	0.070	0.605	1.299	2.206	3.277	4.505

Tabella 6-24 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 11 impalcato 1

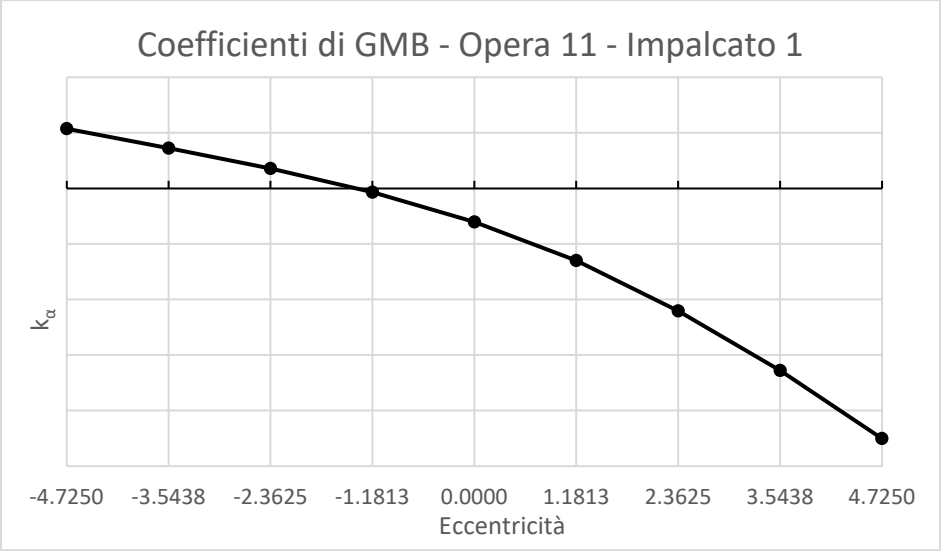


Grafico 6-4 - Rappreentazione grafica coefficienti di distribuzione trasversale M-G-B opera 11 impalcato 1

6.6.4.3 Valutazione del momento sollecitante

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	P [kN]	d_k [m]	p [kN/m]	q [kN/m]	p [kN/m]	p [kN/m]	M (x=l/2) [kNm]
1	300	7.87	26.07	27	25.46	77.61	2256.64
	300	9.07	26.07				
2	200	7.87	17.38	7.5	7.07	41.84	1216.49
	200	9.07	17.38				
folla				8.5	8.02	8.02	233.09
						$\mathbf{M_{medio}}$	529.46

Tabella 6-25 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 11 impalcato 1

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	77.61	2.68	208.18
2	41.84	0.9607	40.19
Folla	8.02	4.10	32.84
Somma	127.47		281.21

Tabella 6-26 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 11 impalcato 4

$$M_{s.q} = M_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} = 529.46\ x\frac{281.21}{127.47} = 1168.03\ kNm$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 27.1\ kN/m$$

$$g_2 = 5.11\ kN/m$$

$$M_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})\ l_c^2}{8} = \frac{27.1\frac{kN}{m}\ x\ (16.94\ m)^2}{8} = 972.09\ kNm$$

$$M_{s,g2} = M'_{s,g2} + \frac{g_2\ l_c^2}{8} = 51.71 + \frac{5.11\frac{kN}{m}\ x\ (16.94\ m)^2}{8} = 235.00\ kNm$$

$$M_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 972.09 + 1.5\ x\ 235 + 1.35\ x\ 1168.03 = 2998.64\ kNm$$

6.6.4.4 Valutazione del momento resistente

Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi;
determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 137.05 cm;
schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,d} = 4613\ kNm$$

6.6.4.5 Valutazione del taglio sollecitante

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	77.61	807.40	528.70	1.5271	639.11
2	41.84	449.40	263.50	1.7055	384.77
Folla	8.02	72.00	72.00	1.00	43.23
			V_{medio} [kN]		152.44

Tabella 6-27 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 11 impalcato 1

Corsia	p'	$k_\alpha(y=b,e)$	p' x k_α
1	118.53	2.68	317.91
2	71.36	0.96	68.55
Folla	8.02	4.10	32.84
Somma	197.90		419.30

Tabella 6-28 - - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 11 impalcato 1

$$V_{q,s} = V_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b\frac{\pi}{l}\sum p_i \mu_\alpha(y,e_i) = 152.44\ x\frac{419.30}{197.90} = 322.98\ kN$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 27.1\ kN/m$$

$$g_2 = 5.11\ kN/m$$

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})l_c}{2} = \frac{27.1\frac{kN}{m}\ x\ 16.94\ m}{2} = 229.53\ kNm$$

$$V_{s,g2} = V'_{s,g2} + \frac{g_2 l_c}{2} = 12.21 + \frac{5.11\frac{kN}{m}\ x\ 16.94\ m}{2} = 55.49\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 229.53 + 1.5\ x\ 55.49 + 1.35\ x\ 322.98 = 771.74\ kN$$

6.6.4.6 Valutazione del taglio resistente

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

$$V_{Rsd} = 0.9\ d \frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta) sin\alpha$$
$$= 0.9\ x \frac{1770\ mm}{200\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8 \frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 2551.9\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1770\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 1744\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 1744\ kN$$

6.6.5 Impalcato 3

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo I190 precompresso a fili aderenti orizzontali.

Le caratteristiche geometriche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 33.3\ m$

Semilarghezza impalcato $b = 4.725$

Interasse travi $b_0 = 1.35\ m$

Parametro di irrigidimeto $\theta = 0.2689\ m$

Parametro di torsione $\alpha = 0.0235\ m$

6.6.5.1 Analisi dei carichi permanenti

Peso proprio aggiuntivo dovuto all'aumento dello spessore dello strato bituminoso

La ripartizione avviene tramite il coefficiente di ripartizione di Massonet, che con un eccentricità del carico pari a -0.2 m è pari a 0.898.

$$g'_2 = 23\ \frac{kN}{m^3} x\ 0.05\ m\ x\ 9\ m = 10.35\ kN/m$$

$$M'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l^2}{8} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{(33.3\ m)^2}{8} x\frac{1}{7} = 204.94\ kNm$$

$$M'_{g2} = M'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 204.94\ x\ 0.898 = 184\ kNm$$

$$V'_{g2,medio} = \frac{1}{7}\frac{g'_3 l_c}{2} = 10.35\frac{kN}{m}\ x\frac{33.3\ m}{2} x\frac{1}{7} = 24.62\ kN$$

$$V'_{g2} = V'_{g3,medio}\ x\ k_\alpha = 24.62\ x\ 0.898 = 22.11\ kN$$

6.6.5.2 Valutazione dei coefficienti di distribuzione

θ =	**0.2689**	**Campata 3**								
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
θ = 0.25	K_0	-1.957	-1.230	-0.502	0.231	0.972	1.724	2.491	3.270	4.057
θ = 0.30	K_0	-1.9230	-1.2095	-0.5038	0.2109	0.9423	1.6975	2.4805	3.2901	4.1177
θ = 0.2689	K_0	-1.9442	-1.2224	-0.5026	0.2233	0.9606	1.7142	2.4867	3.2773	4.0802
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
θ = 0.25	K_1	0.754	0.804	0.857	0.916	0.981	1.055	1.135	1.223	1.313
θ = 0.30	K_1	0.6733	0.7345	0.8012	0.8776	0.9664	1.0689	1.1849	1.3126	1.4474
θ = 0.2689	K_1	0.7234	0.7776	0.8358	0.9012	0.9756	1.0600	1.1541	1.2566	1.3640
	α =	**0.0235**								
	e	-4.7250	-3.5438	-2.3625	-1.1813	0.0000	1.1813	2.3625	3.5438	4.7250
	K_α	-1.535	-0.916	-0.297	0.327	0.963	1.614	2.282	2.968	3.664

Tabella 6-29 - Coefficienti di distribuzione trasversale di carico secondo G-M-B opera 11 impalcato 3

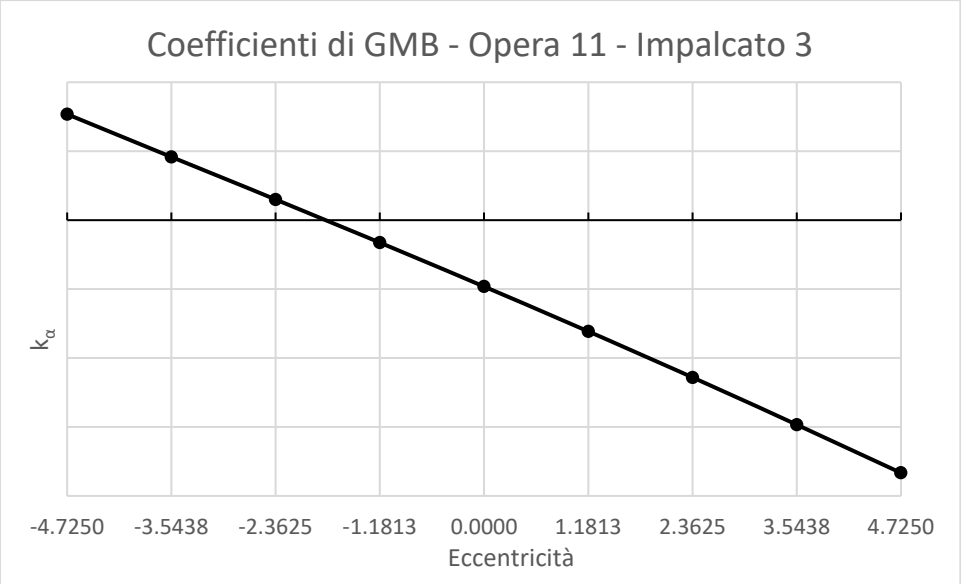


Grafico 6-5 - Rappreentazione grafica coefficienti di distribuzione trasversale M-G-B opera 11 impalcato 3

6.6.5.3 Valutazione del momento sollecitante

	Carichi concentrati			**Carichi distribuiti**		**Somma**	**Momento camp.**
Corsia	P [kN]	d_k [m]	p [kN/m]	q [kN/m]	p [kN/m]	p [kN/m]	M (x=l/2) [kNm]
1	300	16.05	13.33	27	25.46	52.12	5855.38
	300	17.25	13.33				
2	200	16.05	8.88	7.5	7.07	24.84	2790.94
	200	17.25	8.88				
folla				8.5	8.02	8.02	900.71
						$\mathbf{M_{medio}}$	1363.86

Tabella 6-30 - Momenti flettenti medi dovuti ai carichi da traffico opera 11 impalcato 3

Corsia	p	$k_\alpha(y=b,e)$	p x k_α
1	52.12	2.53	131.88
2	24.84	0.8842	21.97
Folla	8.02	3.88	31.13
Somma	84.97		184.97

Tabella 6-31 - Valutazione coefficienti moltiplicativi momenti medi G-M-B opera 11 impalcato 3

$$M_{s.q} = M_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} = 1363.86\ x\frac{184.97}{84.97} = 2967.1\ kNm$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 30.02\ kN/m$$

$$g_2 = 4.62\ kN/m$$

$$M_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})\ l_c^2}{8} = \frac{30.02\frac{kN}{m}\ x\ (33.3\ m)^2}{8} = 4161.1\ kNm$$

$$M_{s,g2} = M'_{s,g2} + \frac{g_2\ l_c^2}{8} = 184 + \frac{4.62\frac{kN}{m}\ x\ (33.3\ m)^2}{8} = 824.4\ kNm$$

$$M_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 4161.1 + 1.5\ x\ 824.4 + 1.35\ x\ 2967.1 = 9819.4\ kNm$$

6.6.5.4 Valutazione del momento resistente

Assumendo che la larghezza della soletta collaborante sia pari alla lunghezza dell'interasse travi;
determinando il baricentro dell'armatura di precompressione che risulta essere ad una distanza dal bordo superiore della trave pari a 156.22 cm;
schematizzando le forze delle armature lente nella soletta e di precompressione nella trave come agenti nel baricentro delle stesse attraverso il software VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{R,d} = 14148\ kNm$$

6.6.5.5 Valutazione del taglio sollecitante

Corsia	p	R'	R	R'/R	R_{A1}
1	52.12	1039.00	749.60	1.3861	765.68
2	24.84	517.70	324.90	1.5934	419.55
Folla	8.02	141.50	141.50	1.00	84.97
			V_{medio} [kN]		181.46

Tabella 6-32 - Valutazione del taglio medio in accordo a G-M-B opera 11 impalcato 3

Corsia	p'	k_α(y=b,e)	p' x k_α
1	72.24	2.53	182.79
2	39.58	0.88	35.00
Folla	8.02	3.88	31.13
Somma	119.83		248.92

Tabella 6-33 - Coefficienti moltiplicativi taglio medio G-M-B opera 11 impalcato 3

$$V_{q,s} = V_{medio}\frac{\sum p_i k_\alpha(y,e_i)}{\sum p_i} + \frac{\gamma_e}{\rho_e}\, b\frac{\pi}{l}\sum p_i \mu_\alpha(y,e_i) = 181.46\ x\frac{248.92}{119.83} = 376.92\ kN$$

$$g_{1,t} + g_{1,s} = 30.02\ kN/m$$

$$g_2 = 4.62\ kN/m$$

$$V_{s,g1} = \frac{(g_{1,t} + g_{1,s})l_c}{2} = \frac{30.02\frac{kN}{m}\ x\ 33.3\ m}{2} = 499.83\ kNm$$

$$V_{s,g2} = V'_{s,g2} + \frac{g_2 l_c}{2} = 22.11 + \frac{4.62\frac{kN}{m}\ x\ 33.3\ m}{2} = 99.03\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 499.83 + 1.5\ x\ 99.03 + 1.35\ x\ 376.92 = 1207.2\ kN$$

6.6.5.6 Valutazione del taglio resistente

$$A_{sw} = 402\ mm^2$$

$$V_{Rsd} = 0.9\ d\frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)sin\alpha$$
$$= 0.9\ x\frac{1970\ mm}{150\ mm}\ x\ 402\ mm^2 x\ 318.8\frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5) = \ 3787\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1970\ mm\ x\ 200\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4\frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 2251.7\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 2251.7\ kN$$

6.7 SS 694 - Opera 12

6.7.1 Descrizione dell'opera

L'opera in oggetto è un viadotto a due campate a servizio della variante esterna alla città di Lecce dall'innesto con la SS 613 all'innesto con la SS 16. Il viadotto è compreso tra le sezz. 124-128a della semicarreggiata di direzione Maglie-Brindisi ed interessa l'area di svincolo con la SS101 Lecce-Gallipoli, che scavalca con la prima campata. La soluzione costruttiva adottata è quella di travi prefabbricate in stabilimento e precompresse col sistema a fili aderenti aventi sezione a doppio T con traversi e soletta di collegamento in calcestruzzo armato gettato in opera

A supporto della presente sono stati forniti da Anas i seguenti documenti:

- *Relazione di calcolo dell'opera n°11 per il completamento funzonale della variante esterna alla città di Lecce*
- *Tavole grafiche allegate alla relazione di calcolo*

Gli impalcati sono composti da 7 travi di altezza pari a 184 cm per una campata e 160 cm per la seconda campata, più corta. La soletta di completamento, di spessore pari a 22 cm è realizzata in opera con getto su coppelle prefabbricate.

6.7.2 Ispezione ordinaria

6.7.2.1 Difettologia rilevata

- Tacce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

- Macche di umidità passiva
  Peso del difetto: $G = 1$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

- Distacco del copriferro
  Peso del difetto: $G = 2$
  Estensione: $k_1 = 0.2$ (appena presente)
  Intensità $k_2 = 1$

6.7.2.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 6-13 - Stralcio documentazione fotografica Opera 12

6.7.3 Materiali

Trave in c.a.p.	Soletta e trasversi
- conglomerato di classe R'bk =55 N/mmq - acciaio di armatura lenta Feb 44K - acciaio di cemento armato precompresso con tensione caratteristica di rottura: Fptk=1900 N/mmq	- conglomerato di classe R'bk=35 N/mmq - acciaio FeB 44K

Per il calcolo delle resistenze degli elementi sollecitati si assume un fattore di confidenza $FC = 1.2$ considerando la disponibilità delle relazioni di calcolo originali ma non di indagini strutturali sull'opera che determinano un livello di conoscenza $LC = 1.2$

- CLS trave

$$f_{ck} = 0.83\ R_{ck} = 45.65\ MPa$$
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- CLS soletta

$$f_{ck} = 0.83\ R_{ck} = 29.05\ Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{29.05}{1.5\ x\ 1.2} = 16.2\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{ptk} = 1900\ MPa$$

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1376.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yk} = 440\ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

6.7.4 Impalcato 1

L'impalcato è costituito da 7 travi di tipo PNR 185/74 precompresso a fili aderenti.

Le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti:

Luce di calcolo $l_c = 35.3\ m$

Interasse travi $i = 1.3\ m$

Altezza travi $h = 1.85\ m$

Spessore soletta $s = 0.22\ m$

Larghezza carreggiata $L = 8.75\ m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dalla relazione di calcolo originale (**Figura 6-14**):

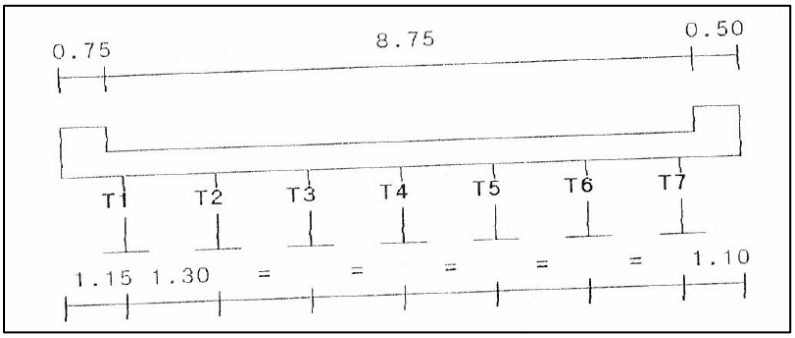


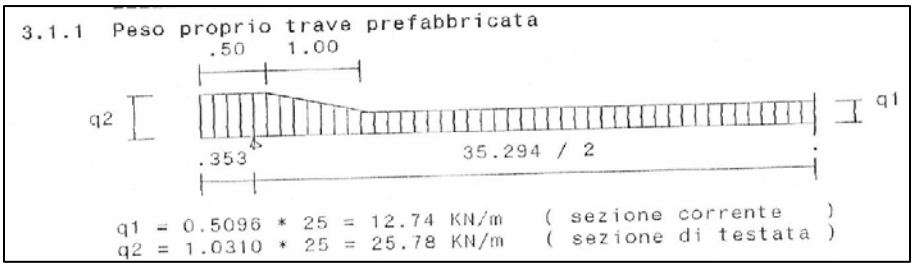
Figura 6-14 - Rppresentazione grafica impalcato Opera 12

La relazione di calcolo originala utilizza il metodo di ripartizione trasversale dei carichi di Courbon, si utilizza nella presente trattazione il medesimo modello di calcolo.

6.7.4.1 Analisi dei carichi permamenti

- Peso proprio della trave

  Considerando che l'impalcato è rimasto geometricamente invariato rispetto alla relazione di calcolo di progetto, si assumono i medesimi carichi considerati nella relazione stessa. In accordo allo stralcio di seguito riportato del documento precedentmente mezionato:

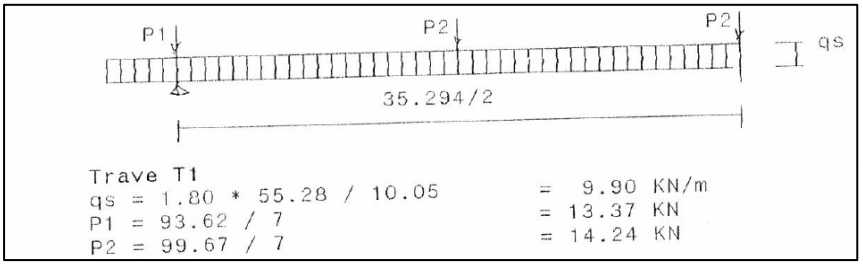


Si determina:

$$M_{s,g1t} = 1985\ kNm$$
$$V_{s,g1t} = 224.2\ kNm$$

- Peso proprio soletta e trasversi

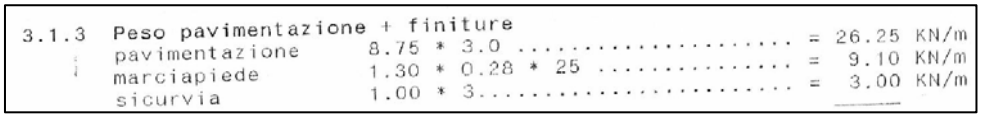
.In accordo allo stralcio della relazione di seguito riportato della relazione, in riferimento ai carichi in oggetto:



$$M_{s,g1s} = 1791\ kNm$$
$$V_{s,g1s} = 205.9\ kNm$$

- Permanenti non strutturali

.In accordo allo stralcio della relazione di seguito riportato della relazione, in riferimento ai carichi in oggetto:



Lo strato del conglomerato bituminoso è aumentato nel tempo arrivando al bordo superiore del cordolo, per cui il carico dovuto alla pavimentazione risulta essere, allo stato attuale:

$$g_{2,p} = \frac{8.75}{7}\ x\ 0.15\ x\ 25 = 30.185\ kN/m$$

Per cui le sollecitazioni provocate dai suddetti carichi sulla trave di bordo risultano essere:

$$M_{s,g2} = 940.1\ kNm$$
$$V_{s,g2} = 104.5\ kNm$$

6.7.4.2 Analisi dei carichi da traffico

- Analisi dei carichi da traffico

In accordo alle NTC

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
w < 5,40 m	$n_l = 1$	3,00	(w-3,00)
5,4 ≤ w < 6,0 m	$n_l = 2$	w/2	0
6,0 m ≤ w	n_l = Int(w/3)	3,00	w - (3,00 x n_l)

Considerando che la larghezza della superficie carrabile è pari a $w = 8.75\ m$ e che la larghezza di una corsia convenzionale è pari a 3.00 m:

$$n_c = 2$$

La larghezza della zona rimanente vale quindi:

$$w_r = w - 3\ x\ n_c = 8.75 - 3\ x\ 2 = 2.75\ m$$

La normativa propone 6 differenti schemi di carico, per perseguire l'obiettivo della verifica globale dell'impalcato in questa sede si adotta lo schema 1, costituito dai carichi applicati alle corsie rappresentati di seguito :

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

- Coefficienti di Courbon

Di seguito i coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella 6-33**) e grafica (**Figura 6-15**), con la relativa disposione dei carichi per massimizzare le sollecitazioni sulla trave i bordo:

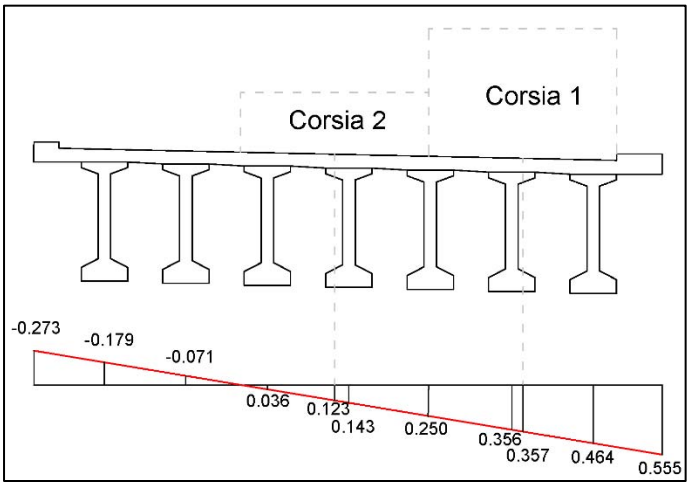


Figura 6-15 - Ripartizione trasversale carichi Opera 12

Coefficienti di Courbon									
Luce di calcolo [m] =		35.294	Numero travi [-] =		7	Distanza trave di bordo [m] =			3.9
e	-5.05	-3.90	-2.60	-1.30	0.00	1.30	2.60	3.90	5.00
k	-0.2734	-0.1786	-0.0714	0.0357	0.1429	0.2500	0.3571	0.4643	0.5549

Tabella 6-34 - Coefficienti di Courbon Opera 12

6.7.4.3 Valutazione del momento sollecitante

La linea d'influenza che massimizza il momento sollecitante in campata è la seguente:

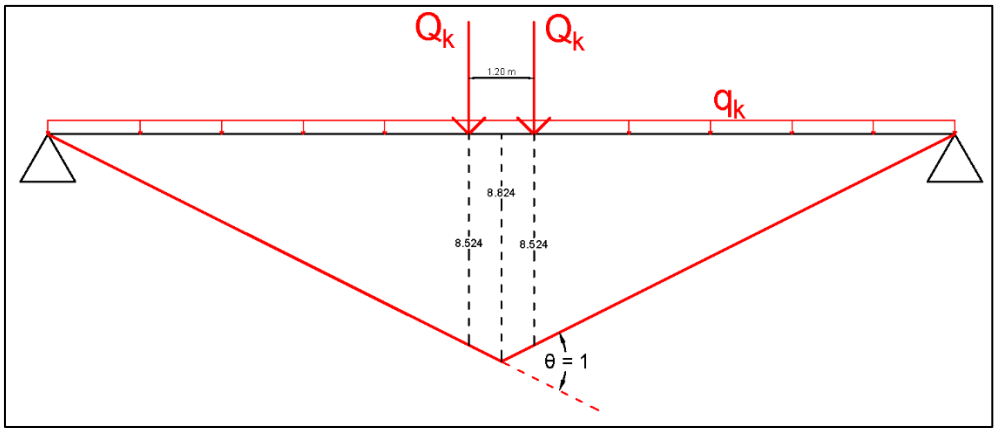


Figura 6-16 - Linea d'influenza momento flettente campata Opera 12

Per cui si determina:

$$Q_{k1} = 2\ x\ 150\ kN\ x\ 0.357 = 107.1\ kN$$
$$Q_{k2} = 2\ x\ 100\ kN\ x\ 0.123 = 24.6\ kN$$

$$q_{k1} = 3\ m\ x\ 9\frac{kN}{m^2}\ x\ 0.357 = 9.64\ kN/m$$
$$q_{k2} = 3\ x\ 2.5\ \frac{kN}{m^2}\ x\ 0.123 = 0.923\ kN/m$$

$$M_{s,Q1} = 2\ x\ 8.524\ x\ Q_{k1} = 1825.8\ kNm$$
$$M_{s,Q2} = 2\ x\ 8.524\ x\ Q_{k2} = 419.4\ kNm$$
$$M_{s,q1} = 8.824\ m\ x\ 9.64\frac{kN}{m}\ x\frac{35.29}{2}m = 1500.9\ kNm$$
$$M_{s,q2} = 8.824\ x\ 0.923\frac{kN}{m}\ x\frac{35.29}{2}m = 143.71\ kNm$$

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = M_{s,Q1} + M_{s,Q2} + M_{s,q1} + M_{s,q2} = 3889.8\ kNm$$

La combinazione allo SLU del momento sollecitante, in accordo ai coefficienti di sicurezza parziali proposti nelle NTC vale quindi:

$$M_s = \gamma_{G1}M_{s,g1} + \gamma_{G2}M_{s,g2} + \gamma_{Q1}M_{s,q} = 1.1\ x\ 3776.0 + 1.5\ x\ 940.1 + 1.35\ x\ 3889.8 = 10815\ kNm$$

6.7.4.4 Valutazione del taglio sollecitante

La linea d'influenza che massimizza il taglio sollecitante in campata è la seguente:

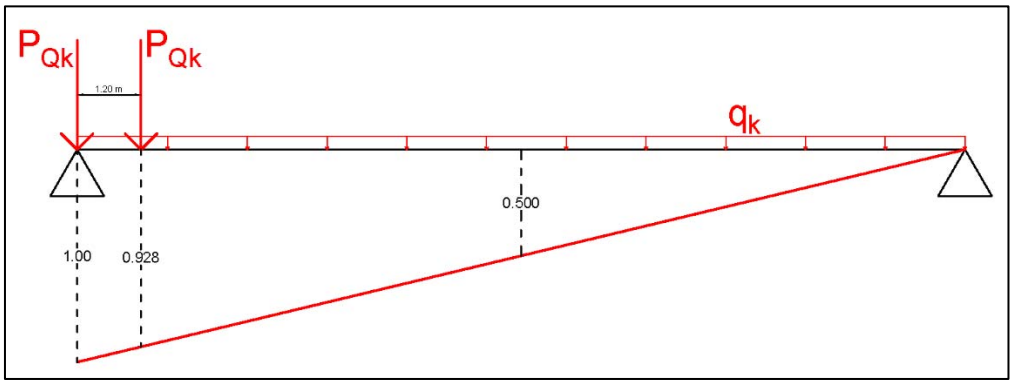


Figura 6-17 - Linea d'influenza taglio sull'appoggio Opera 12

Per cui si determina:

$$Q_{k1} = 2\ x\ 150\ kN\ x\ 0.357 = 107.1\ kN$$
$$Q_{k2} = 2\ x\ 100\ kN\ x\ 0.123 = 24.6\ kN$$

$$q_{k1} = 3\ m\ x\ 9\frac{kN}{m^2}\ x\ 0.357 = 9.64\ kN/m$$
$$q_{k2} = 3\ x\ 2.5\ \frac{kN}{m^2}\ x\ 0.123 = 0.923\ kN/m$$

$$V_{s,Q1} = (1 + 0.928)\ x\ Q_{k1} = 206.5\ kN$$
$$V_{s,Q2} = (1 + 0.928)\ x\ Q_{k2} = 47.42\ kN$$
$$V_{s,q1} = \ 0.5\ m\ x\ 9.64\frac{kN}{m}\ x\ 35.29m = 170.1\ kN$$
$$V_{s,q2} = \ 0.5\ x\ 0.923\frac{kN}{m}\ x\ 35.29m = 16.28\ kN$$

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$V_{s,Q} = V_{s,Q1} + V_{s,Q2} + V_{s,q1} + \ V_{s,q2} = 440.3\ kN$$

La combinazione allo SLU del momento sollecitante, in accordo ai coefficienti di sicurezza parziali proposti nelle NTC vale quindi:

$$V_s = \gamma_{G1}V_{s,g1} + \gamma_{G2}V_{s,g2} + \gamma_{Q1}V_{s,q} = 1.1\ x\ 430.1 + 1.5\ x\ 104.5 + 1.35\ x\ 440.3$$
$$= 1224.3\ kN$$

6.7.4.5 Valutazione del momento resistente

In accordo alle caratteristiche meccaniche e geometriche della sezione resistente costituita dalla trave con soletta collaborante di 130 cm e alle caratteristiche dell'armatura lenta e di precompressione di seguiro riportata (**Figura 6-18 a-b-c**):

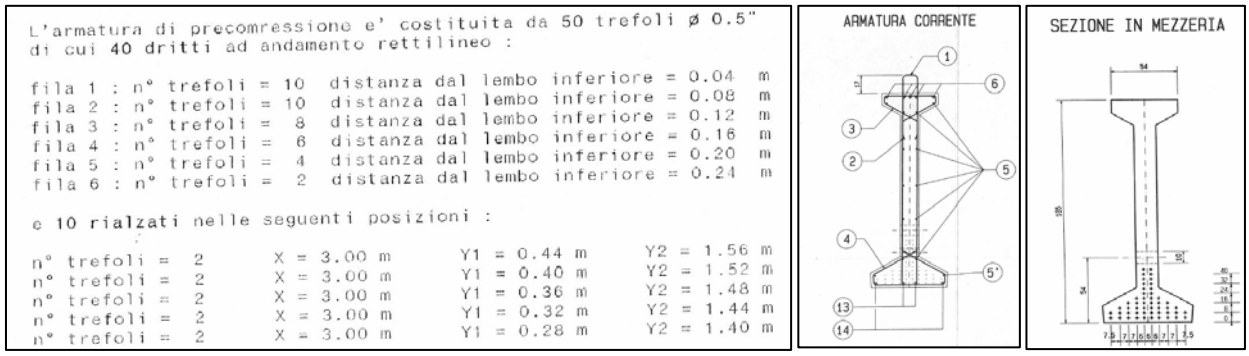


Figura 6-18 a-b-c - Caratteristiche meccaniche trave Opera 12

Si determina, attraverso il software VCASlu un momento resistente pari a:

$$M_{r,d} = 13185\ kNm$$

6.7.4.6 Valutazione del taglio resistente

In accordo alle caratteristiche meccaniche e geometriche della sezione resistente costituita dalla trave con soletta collaborante di 130 cm e alle caratteristiche dell'armatura resistente a taglio di seguito riportata (**Figura 6-19 a-b-c-d**):

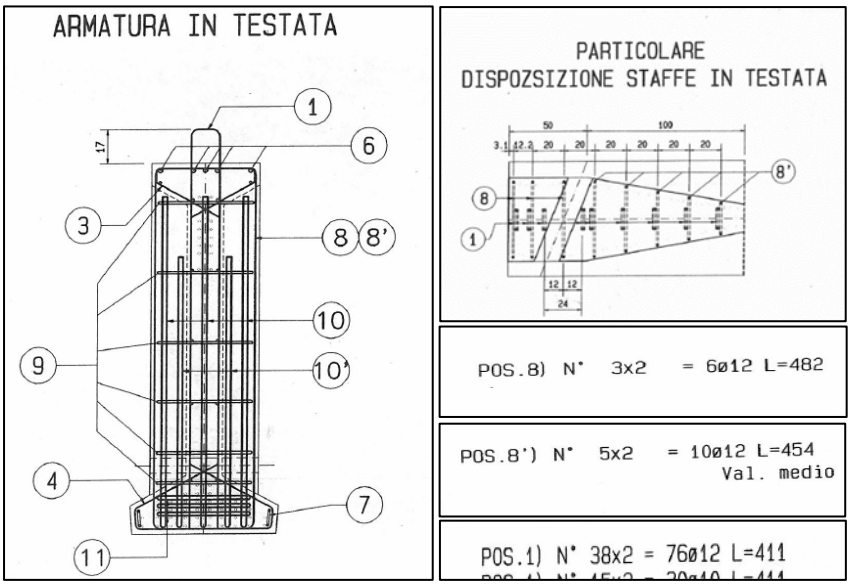


Figura 6-19 a-b-c-d - Caratteristiche meccaniche armatura trasversale trave Opera 12

$$V_{Rsd} = 0.9\ d\frac{A_{sw}}{s}\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)sin\alpha$$
$$= 0.9\ x\left(\frac{226\ mm^2}{165.2\ mm} + \frac{226\ mm^2}{156\ mm}\right)\ x\ 2030\ mm\ x\ 318.8\frac{N}{mm^2}\ x\ (0 + 2.5)$$
$$= 4101\ kN$$

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd}\frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 2030\ mm\ x\ 540\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4\frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 5400.7\ kN$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 4101\ kN$$

7 Analisi di una serie di impalcati con progetto simulato

7.1 Premessa

Di seguito si riporta l'analisi di alcuni ponti stradali sulla S.S. 274, SS 101 e SS16, dei quali si è proceduto al rating prestazionale nell'ambito di alcuni interventi di manutenzione programmata di ripristino corticale di opere d'arte. . I ponti oggetto di analisi sono stati costruiti negli anni '70, e, da testimonianze dell'epoca risulta essere stato progettato con le seguenti normative:

- Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali - Consiglio superiore LL. PP. - 14/02/1962
- D.M. 30 Maggio 1972 - Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio, normale e precompresso a struttura metallica

E' risultato inoltre molto importante il contributo presente nel seguente documento per le informazioni riguardanti le travi prefabbricate costituenti l'impalcato:

- "Giornate del cemento armato precompresso" - A.N.I.C.A.P. - Roma 1954
- "Manuale dell'architetto" - Ridolfi - A.P.I.C.E. s.r.l.

Di questa opera non si aveva a disposizione la relazione di calcolo originale, ma si è deciso di eseguire un analisi delle performance del ponte poiché della rete di opere d'arte maggiori presenti sul territorio della sezione staccata di Lecce si ha a disposizione il rilievo geometrico ma raramente le informazioni sul calcolo originale delle strutture portanti.

Si è proceduto quindi, preliminarmente, alla stima delle condizioni inziali dell' impalcato attraverso l'applicazione delle normative in uso al tempo della progettazione dell'opera al rilievo geometrico.

Delle opere in oggetto si ha a disposizione la documentazione fotografica relativa all'ispezione effettuata nell'ambito della progettazione degli interventi di ripristino corticale.

Il rilievo geometrico è stato dedotto dagli elaborati grafici del progetto della manutenzione programmata .

Le caratteristiche dei materiali sono state in parte dedotte dalla campagna indagini effettuata in data 09/2020 dal laboratorio Geoprove s.r.l. ed in parte dedotti dalle tecnologie costruttive dell'epoca di costruzione del ponte.

7.2 SS274 - Sottopasso km 33+440

7.2.1 Ispezione ordinaria

7.2.1.1 Difettologia rilevata

- Macche di umidità passiva
  Peso del difetto: $G = 1$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 1$

- Distacco del copriferro
  Peso del difetto: $G = 2$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 1$

7.2.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 7-1 - Stralcio documentazione fotografica SS274 km 33+430

7.2.2 Descrizione dell'opera

L'opera è un cavalcavia della SS274 ubicata al km 33+430 che scavalca la SP Salve - Posto Vecchio nel comune di Salve. L'opera consiste di una campata di luce netta pari a 9.30 m. Sono previste 10 travi in c.a.p.di tipo TAS80 della ditta SCAC di altezza pari a 80 cm. La soletta esistente ha uno spessore di 20 cm.

7.2.3 Materiali

MATERIALI:	
Cls	R'ck 55 N/mm²
Trefoli 0.6"	fptk 1860 N/mm²
Acciaio	B450C

I materiali della trave in c.a.p. risultano avere le caratteristiche meccaniche riassunte dalla seguente immagine, che rappresenta uno stralcio del catalogo dell'impresa costruttrice dei componenti strutturali dell'opera in oggetto.

- CLS trave

$$f_{ck} = 0.83\ R_{ck} = 45.65\ MPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{ptk} = 1860\ MPa$$

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1347.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yk} = 440\ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

- CLS soletta
  In accordo alle indagini effettuate sulla soletta dell'opera in esame, di cui si riporta uno stralcio di seguito (**Figura 7-2**):

Sigla	Posizione	Diametro mm	Altezza mm	Area mmq	Peso g	Carico di rottura Kn	Resistenza a Compressione della carota N/mmq
C1	SOLETTA	94	103	6939.8	1571	146.3	21.1
C2	SOLETTA	94	99	6939.8	1494	131.1	18.9
C3	SOLETTA	94	103	6939.8	1580	140.1	20.2

Figura 7-2 - Stralcio indagini su CLS soletta SS274 km 33+430

Dal quale si deduce che il CLS della soletta è di tipo C20/25, quindi con le seguenti caratteristiche:

$$f_{ck} = 20\ Mpa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{20}{1.5\ x\ 1.0} = 13.3\ MPa$$

In questo caso si assune un fattore di confidenza 1, in quanto le resistenze dei materiali sono state direttamente misurati da indagini conoscitive.

7.2.4 Caratteristiche impalcato

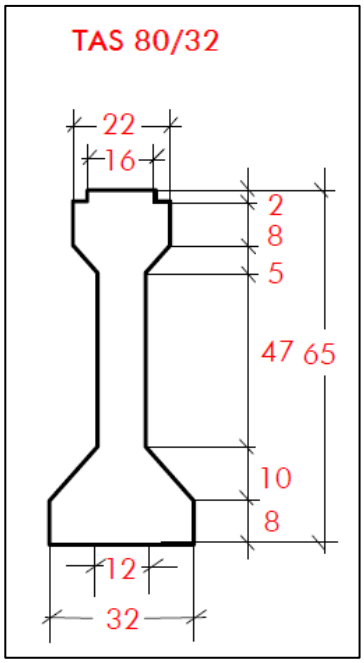


Figura 7-3 - Geometria sezione trave TAS 80

L'impalcato è costituito da 10 travi di tipo TAS 80 della SCAC di altezza 80 cm, precompresse a fili aderenti orizzontali, di cui si riporta uno stralcio grafico rappresentativo della geometria della trave (**Figura 7-3**).

Le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza impalcato : $L = 10.30\ m$

Luce di calcolo $l_c = 9.30\ m$

Interasse travi $i = 1.2\ m$

Altezza travi $h = 0.8\ m$

Spessore soletta $s = 0.20\ m$

Larghezza carreggiata $L = 10.5\ m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dagli elaborati grafici del progetto di ripristino corticale (**Figura 7-4**):

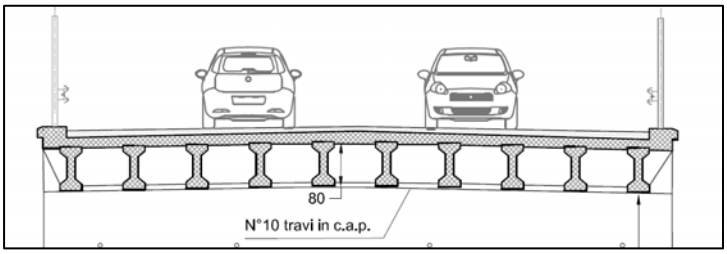


Figura 7-4 - Geometria impalcato SS274 km 33+430

Data la tipologia costruttiva dell'impalcato e il periodo di costruzione, si assume che la relazione di calcolo sia stata effettuata con i coefficienti di distribuzione trasversale di Courbon.

7.2.5 Valutazione delle azioni

7.2.5.1 Analisi dei carichi permanenti

- Peso proprio della trave

  In accordo alla sezione tipo della trave:

$$A_t = 0.1393\ m^2$$

$$g_{1,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.1393\ m^2 = 3.4825\frac{kN}{m}$$

$$M_{s,g1t} = 44.2\ kNm$$

$$V_{s,g1t} = 17.42\ kNm$$

- Peso proprio soletta e traversi

  Si assume che sulla trave di bordo gravi l'intero traverso esterno e metà del traverso interno.

$$A_{tr} = 0.151 + \frac{0.755}{2} = 0.5285\ m^2$$

  Per il traverso di testata, di spessore 45 cm:

$$P_{tr,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.45\ m^2\ x\ 0.5285\ m^2 = 5.94\ kN$$

  Per il traverso di campata, di spessore 30 cm:

$$P_{tr,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m^2\ x\ 0.5285\ m^2 = 3.96\ kN$$

  Lo spessore della soletta è pari a 20 cm, supponendo che il carico sia uniformemente distribuito sulle travi costituenti l'impalcato si ottiene:

$$g_{1,s} = \frac{11.60\ m}{10}\ x\ 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.2\ m = 5.8\frac{kN}{m}$$

Infine le caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi di traversi e soletta valgono:

$$M_{s,g1s} = 89.7\ kNm$$

$$V_{s,g1s} = 38.3\ kNm$$

7.2.5.2 Analisi dei carichi permanenti non strutturali

- Cordoli

  I cordoli si assumono agenti interamente sulla trave di bordo dell'impalcato.

$$g_{2,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.5\ m\ x\ 0.15\ m = 1.875\frac{kN}{m}$$

- Barriera di sicurezza
  La barriera di sicurezza e il paraghiaia si suppongono interamente sopportati dalla trave di bordo.

$$g_{2,b} = 0.7 + 0.3 = 1\frac{kN}{m}$$

- Pavimentazione stradale
  Si suppone che il carico della pavimentazione stradale sia uniformemente ripartito sulle travi costituenti l'impalcato.
  In accordo alla normativa dell'epoca di progetto, la pavimentazione stradale si considerava come carico pari a 200 kg/m²:

$$g_{2,p,ante} = 1.96\frac{kN}{m^2}\ x\ 10.5\ m\ x\frac{1}{10} = \ 2.06\frac{kN}{m}$$

Allo stato attuale la pavimentazione stradale ha raggiunto la parte superiore del cordolo. Quindi si determina un carico pari a:

$$g_{2,p,post} = 23\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.15\ m\ x\frac{10.5\ m}{10} = \ 3.6\frac{kN}{m}$$

Infine si determinano le sollecitazioni provocate dai precedenti carichi che risultano valere:

$$M_{s,g2.ante} = 65.44\ kNm$$

$$V_{s,g2,ante} = 25.42\ kNm$$

$$M_{s,g2.post} = 85.80\ kNm$$

$$V_{s,g2,post} = 33.32\ kNm$$

7.2.5.3 Carichi da traffico Norme 1962

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella 7-1**) e grafica (**Figura 7-5**) e la relativa disposizione che massimizza le sollecitazioni sulla trave di bordo:

Coefficienti di Courbon										
Luce di calcolo [m] =		10.3	Numero travi [-] =		10	Distanza trave di bordo [m] =				5.4
e	-5.40	-4.20	-3.00	-1.80	-0.60	0.60	1.80	3.00	4.20	5.40
k	-0.1455	-0.0909	-0.0364	0.0182	0.0727	0.1273	0.1818	0.2364	0.2909	0.3455

Tabella 7-1 - Coefficienti di Courbon SS274 km 33+430

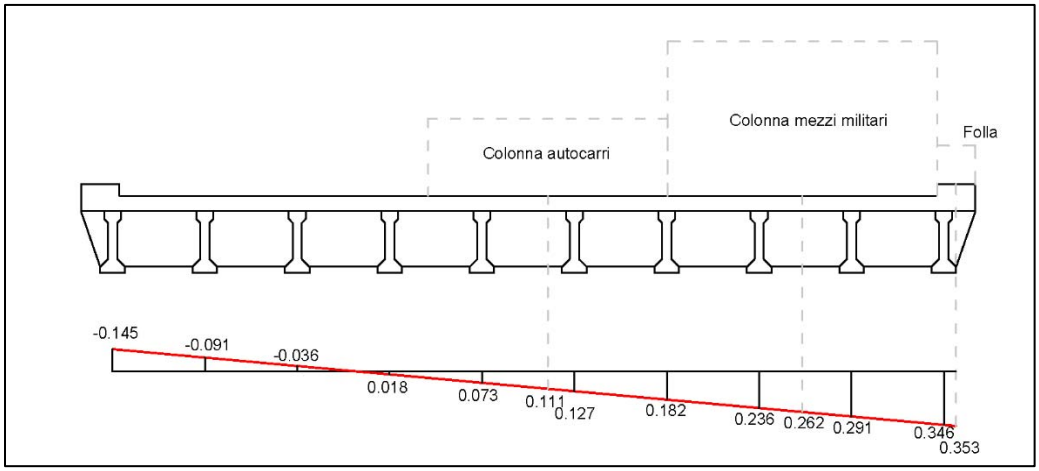


Figura 7-5 - Disposizione carichi militar in accordo ai coefficienti di Courbon SS274 km 33+430

Data la luce esigua del ponte i carichi più gravosi per quanto riguarda la colonna di mezzi militari è lo schema 5 costituito da un treno indefinito di carichi militari da 32 t, che viene affiancato dalla colonna di autocarri rappresentata dai carichi dello schema 1 e dalla folla compatta sui marciapiedi.

In accordo alla linea di influenza che massimizza il momento flettente in campata si dispongono lungo la campata del ponte i carichi nel seguente modo (**Figura 7-6**), (**Figura 7-7**), (**Figura 7-8**):

- Schema 5

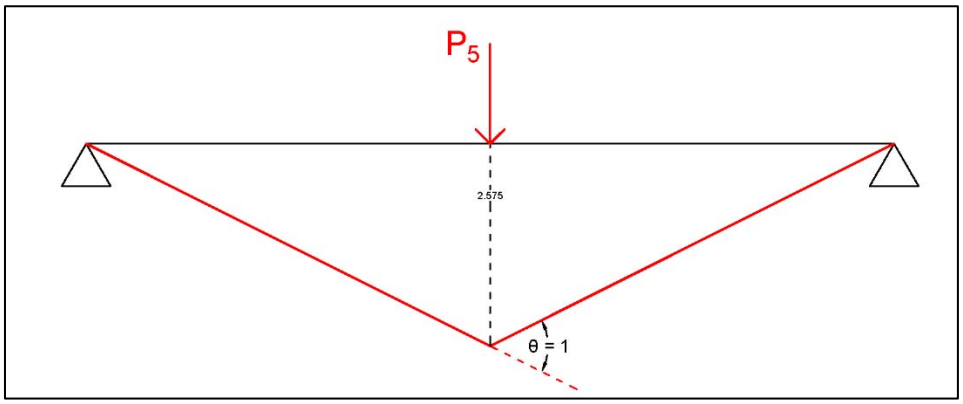


Figura 7-6 - Disposizione carichi schema 5 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente

- Schema 1

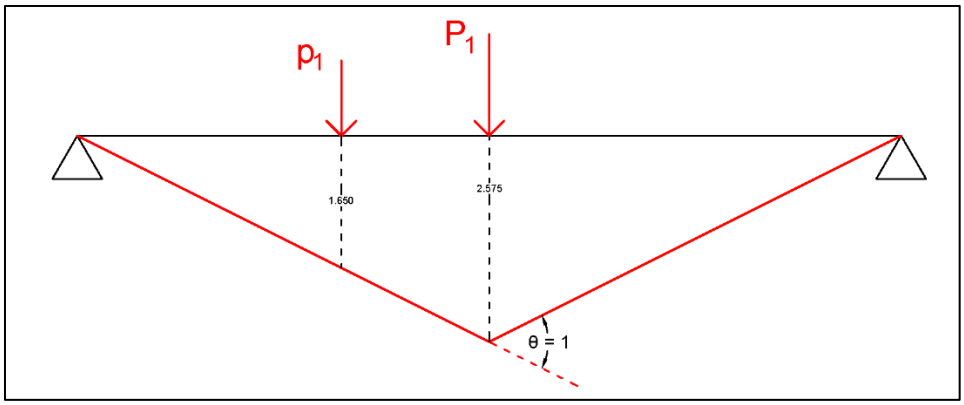


Figura 7-7 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente

- Schema 3

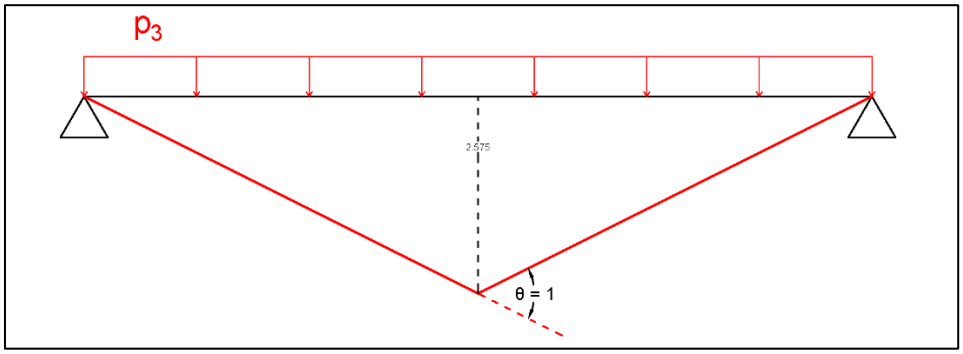


Figura 7-8 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente

$$P_5 = 320\ kN\ x\ 0.262 = 83.8\ kN$$

$$P_1 = 120\ kN\ x\ 0.111 = 13.32\ kN$$

$$p_1 = 80\ kN\ x\ 0.111 = 8.88\ kN$$

$$p_3 = 4\frac{kN}{m^2}\ x\frac{10.3\ m}{2}\ \ x\ 0.5\ m\ x\ 0.353 = 3.64\ kN$$

Dai quali si determina

$$M_{s,Q1962} = P_5\ x\ 2.575 + P_1\ x\ 2.575 + p_1\ x\ 1.63 + p_3\ x\ 2.575 = 273.93\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3357$$

$$M_{s,Q1962} = 365.9\ kNm$$

In accordo alla linea di influenza che massimizza il taglio sollecitante sull'appoggio si dispongono lungo la campata del ponte i carichi nel seguente modo (**Figura 7-9**), (**Figura 7-10**), (**Figura 7-11**):

- Schema 5

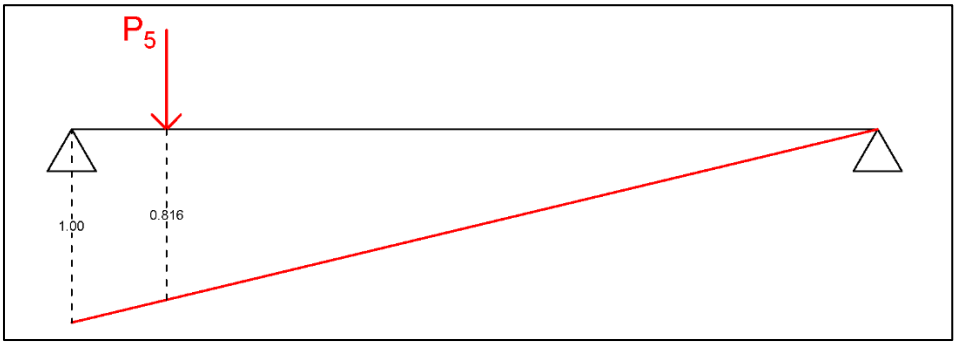


Figura 7-9 - Disposizione carichi schema 5 in accordo alla linea d'influenza del taglio

- Schema 1

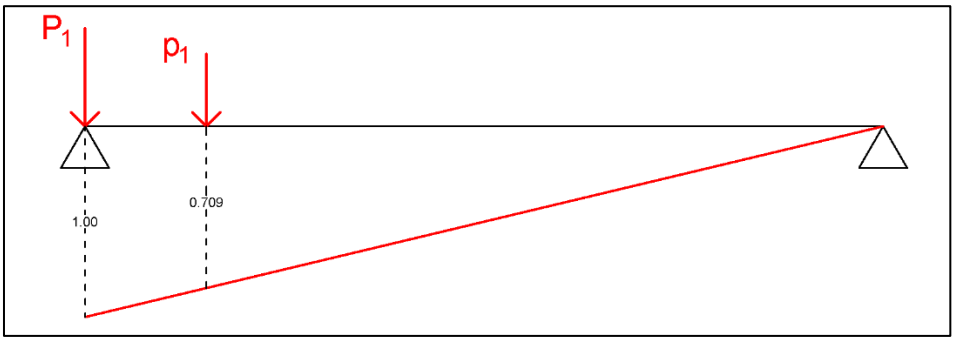


Figura 7-10 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del taglio

- Schema 3

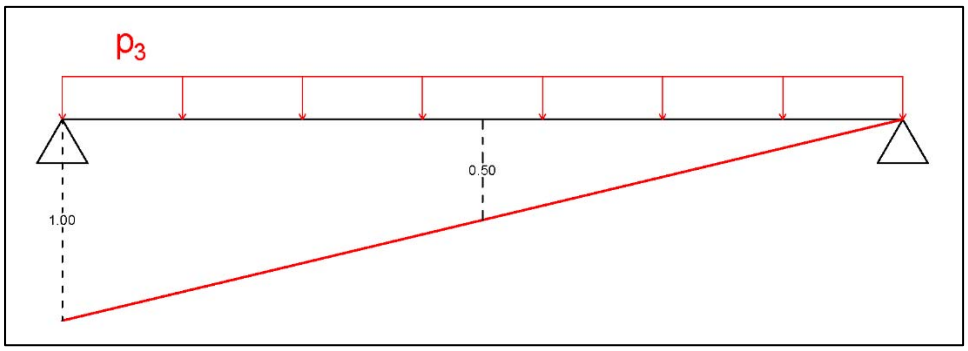


Figura 7-11 - Disposizione carichi schema 3 in accordo alla linea d'influenza del taglio

$$P_5 = 320\ kN\ x\ 0.262 = 83.8\ kN$$

$$P_1 = 120\ kN\ x\ 0.111 = 13.32\ kN$$

$$p_1 = 80\ kN\ x\ 0.111 = 8.88\ kN$$

$$p_3 = 4\frac{kN}{m^2}\ x\frac{10.3\ m}{2}\ \ x\ 0.5\ m\ x\ 0.353 = 3.64\ kN$$

Dai quali si determina

$$V_{s,Q1962} = P_5\ x\ 0.816 + P_1\ x\ 1 + p_1\ x\ 0.709 + p_3\ x\ 0.5 = 89.81\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3357$$

$$V_{s,Q1962} = 119.9\ kNm$$

Sommando tutti i contributi alle componenti di sollecitazione, si ottiene

$$M_S = M_{s,g1t} + M_{s,g1s} + M_{s,g2.ante} + M_{s,Q1962} = 565.3\ kN$$

$$V_S = V_{s,g1t} + V_{s,g1s} + V_{s,g2.ante} + V_{s,Q1962} = 565.3\ kN$$

7.2.5.4 Carichi da traffico NTC

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella 7-2**) e grafica (**Figura 7-12**) e la relativa disposizione che massimizza le sollecitazioni sulla trave di bordo :

Coefficienti di Courbon										
Luce di calcolo [m] =		10.3	Numero travi [-] =		10	Distanza trave di bordo [m] =				5.4
e	-5.40	-4.20	-3.00	-1.80	-0.60	0.60	1.80	3.00	4.20	5.40
k	-0.1455	-0.0909	-0.0364	0.0182	0.0727	0.1273	0.1818	0.2364	0.2909	0.3455

Tabella 7-2 - Coefficienti di Courbon SS274 km 33+410

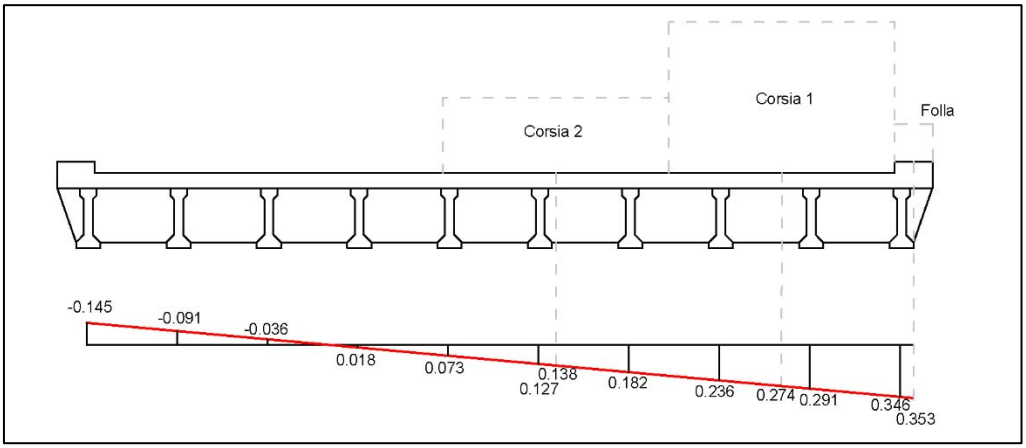


Figura 7-12 - Disposizione carichi NTC in accordo ai coefficienti di Courbon SS274 km 33+430

In accordo alle linee di influenza che massimizzano le sollecitazioni ricercate si dispongono lungo la campata del ponte i carichi nel seguente modo (**Figura 7-13**), (**Figura 7-14**):

- Momento flettente in campata

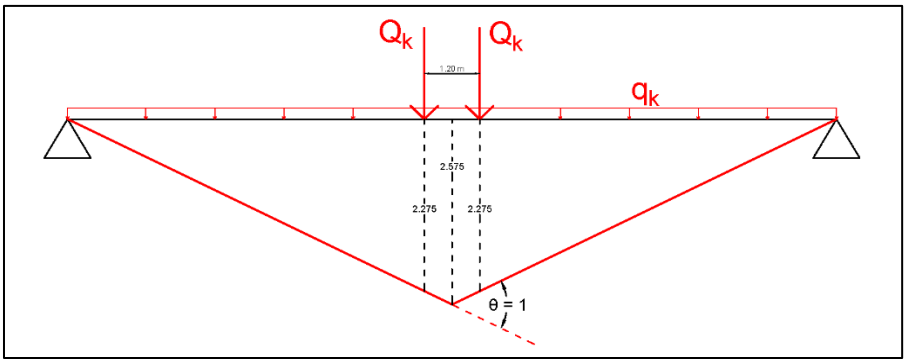


Figura 7-13 - Disposizione carichi NTC in accordo alla linea d'influenza del momento flettente

- Taglio sull'appoggio

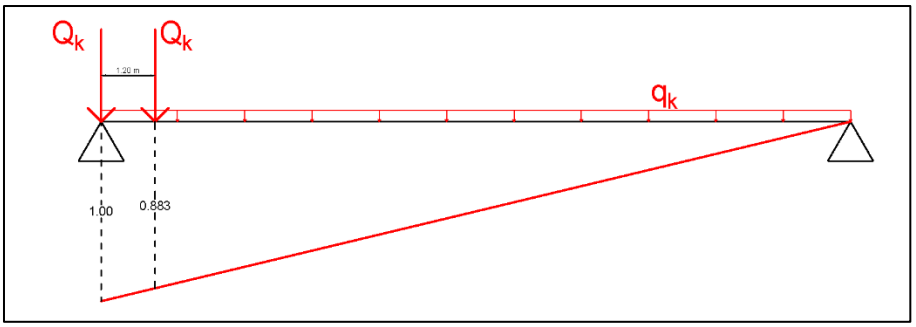


Figura 7-14 Disposizione carichi NTC in accordo alla linea d'influenza del taglio

$$Q_{k1} = 2\ x\ 150\ kN\ x\ 0.274 = 82.2\ kN$$
$$Q_{k2} = 2\ x\ 100\ kN\ x\ 0.138 = 27.6\ kN$$
$$q_{k1} = 3\ m\ x\ 9\frac{kN}{m^2}\ x\ 0.274 = 7.40\ kN/m$$
$$q_{k2} = 3\ x\ 2.5\ \frac{kN}{m^2}\ x\ 0.138 = 1.03\ kN/m$$
$$q_{kf} = 0.5\ x\ 2.5\ \frac{kN}{m^2}\ x\ 0.353 = 0.44\ kN/m$$

Si valuta di seguito il momento flettente sollecitante:

$$M_{s,Q1} = 2\ x\ 2.275\ m\ x\ 82.2\ kN = 374.01\ kNm$$
$$M_{s,Q2} = 2\ x\ 2.275\ m\ x\ 27.6\ kN = 125.58\ kNm$$
$$M_{s,q1} = 2.575\ m\ x\ 7.40\frac{kN}{m}\ x\frac{10.3}{2}m = 98.13\ kNm$$
$$M_{s,q2} = 2.575\ x\ 1.03\frac{kN}{m}\ x\frac{10.3}{2}m = 13.65\ kNm$$
$$M_{s,qf} = 2.575\ x\ 0.44\frac{kN}{m}\ x\frac{10.3}{2}m = 5.83\ kNm$$

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = M_{s,Q1} + M_{s,Q2} + M_{s,q1} + M_{s,q2} + M_{s,f} = 617.2\ kNm$$

Si valuta di seguito il taglio sollecitante sull'appoggio:

$$V_{s,Q1} = (1 + 0.883)\ m\ x\ 82.2\ kN = 150.67\ kN$$
$$V_{s,Q2} = (1 + 0.883)\ m\ x\ 27.6\ kN = 51.97\ kN$$
$$V_{s,q1} = 0.5\ m\ x\ 7.40\frac{kN}{m}\ x\ 10.3\ m = 38.10\ kN$$
$$V_{s,q2} = 0.5\ m\ x\ 1.03\frac{kN}{m}\ x\ 10.3\ m = 5.30\ kN$$
$$V_{s,f} = 0.5\ m\ x\ 0.44\frac{kN}{m}\ x\ 10.3\ m = 2.26\ kN$$

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$V_{s,Q} = V_{s,Q1} + V_{s,Q2} + V_{s,q1} + V_{s,q2} + V_{s,f} = 248.3\ kN$$

In definitiva, combinando le precedenti allo SLU si ottiene:

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 1.1\ x\ 133.9 + 1.5\ x\ 85.8 + 1.35\ x\ 617.2 = 1109.2\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 1.1\ x\ 55.72 + 1.5\ x\ 33.32 + 1.35\ x\ 248.3 = 446.5\ kN$$

7.2.6 Valutazione delle armature di precompressione

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave si considerano le condizioni presenti nella fase di taglio dei trefoli e in esercizio con soletta collaborante.

Iterativamente si ricerca la condizione per cui siano rispettate le tensioni ammissibili della normativa vigente all'epoca della costruzione in entrambe le fasi considerate.

> All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}'_b = 0,48\ R'_{bkj}$ essendo R'_{bkj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura, calcolata con le stesse moda-

$$\sigma'_{b,i} = 0.48\ R'_{bk} = 0.48\ x\ 42 = 20.2\ MPa$$

> Le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}'_b$ vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R'_{bk}, tenuto presente quanto disposto nel paragrafo 3.2.
>
> $$\bar{\sigma}'_b = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} \text{ in kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b,tr} = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} = 16\ MPa$$

$$\sigma'_{b,sol} = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} = 11\ MPa$$

In accordo alle indicazioni contenute nel documento "Le giornate Anicap - Capitolo sulle travi TAS" si deduce che:

> I valori della resistenza a compressione di conglomerati stagionati identicamente a quelli costituenti la T.A.S., valgono mediamente 420,520 *kg/cmq*, rispettivamente a 72 ore dal getto, a 28 giorni.

> Le treccioline vengono messe in tensione preventiva a 135 *kg/mmq*, mediante appositi tenditori a martinetti idraulici, situati alle estremità dei banchi di produzione.

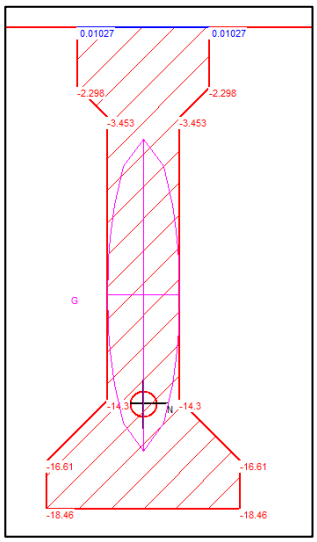
> Nei calcoli, per tener conto dell'effetto del ritiro, del fluage nell'acciaio e delle deformazioni lente delle travi, la pretensione utile nel tempo viene assunta pari a 110 *kg/mmq*.

A seguito di alcune iterazioni si è arrivati alle seguenti caratteristiche della precompressione della trave:

- Tiro dei trefoli : 1000 Mpa
- Area dei trefoli : 12x0.5″ = 11.84 cm²
- Baricentro trefoli dal lembo superiore travi: 62.6 cm
- Armatura lenta inferiore: 2+2 ϕ12
- Armatura lenta soletta: 2 x ϕ8/20

Di seguito le verifiche alle tensioni ammissibili per le varie fasi

- Fase 1 : taglio dei trefoli



A 72h dal getto agisce solamente il peso proprio della trave con:

$$M_{s,1} = 44.2\ kNm$$

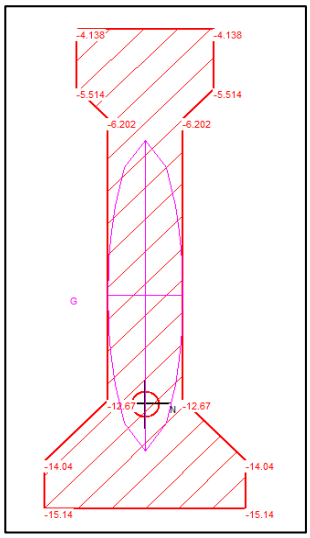
Le tensioni ammissibili risultano rispettate:

$$18.46\ MPa < \sigma'_{b,i} = 20.2\ MPa$$

$$0.01\ MPa < \sigma'_{t,i} = 1.68\ MPa$$

Figura 7-15 - Tensioni fase 1 SS274 km 33+410

- Fase 2 : getto della soletta



Al getto della soletta agisce il peso proprio della trave e il peso della soletta che non contribuisce alla resistenza dell'opera, si ha

$$M_{s,2} = 133.9\ kNm$$

Le tensioni ammissibili, assumendo che la resistenza del CLS sia quella a 28 gg, risultano rispettate:

$$15.14\ MPa < \sigma'_{b,i} = 16\ MPa$$

Figura 7-16 - Tensioni fase 2 SS274 km 33+410

- Fase 3 : esercizio

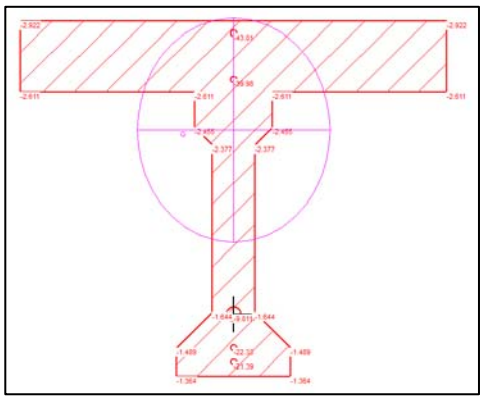


Figura 7-17 - Tensioni fase 3 SS274 km 33+410

In esercizio agiscono tutti i carichi, permanenti e da traffico.

$$M_{s,3} = 565.2\ kNm$$

Le tensioni ammissibili, al netto delle cadute di tensione pari al 18 %, assumendo che la resistenza del CLS della soletta sia quella a 28 gg, risultano rispettate:

$$2.92\ MPa < \sigma'_{b,i} = 11\ MPa$$

7.2.7 Valutazione resistenze

7.2.7.1 Momento resistente

In accordo alle assunzioni sulla geometria e la disposizione delle armature precedentemente fatte, il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 1576\ kNm$$

7.2.7.2 Taglio resistente

Data la mancanza di riferimenti e informazioni circa la disposizione delle staffe nelle travi precompresse, risulta dificile la determinazione della resistenza a taglio lato acciaio. Considerando che le suddette travi non presentano sezione piena in testata, si ritiene verosimile l'ipotesi che la crisi della sezione avvenga lato CLS, si determina quindi un taglio resistente sull'appoggio pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 985\ mm\ x\ 120\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 582.3\ kN$$

7.3 SS274 - Sottopasso km 39+186

7.3.1 Ispezione ordinaria

7.3.1.1 Difettologia rilevata

- Danni da urto
  Peso del difetto: G = 4
  Estensione: $k_1 = 1$
  Intensità $k_2 = 0.2$

- Macche di umidità passiva
  Peso del difetto: G = 1
  Estensione: $k_1 = 0.2$
  Intensità $k_2 = 1$

- Distacco del copriferro
  Peso del difetto: G = 2
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 1$

7.3.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 7-18- Stralcio documentazione fotografica SS274 km 19+186

7.3.2 Descrizione dell'opera

L'opera è un cavalcavia della SS274 ubicata al km 19+186 che scavalca la SP 191 Leuca - Castrignaso nel comune di Castrignano del capo. L'opera consiste di una campata di luce di calcolo pari a 12.00 m. Sono previste 11 travi in c.a.p.di tipo TAS80 della ditta SCAC di altezza pari a 80 cm. La soletta esistente ha uno spessore di 15 cm.

7.3.3 Materiali

- CLS trave

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1347.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

- CLS soletta
  In accordo alle indagini effettuate sulla soletta dell'opera in esame, si deduce che il CLS della soletta è di tipo C20/25:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{20}{1.5\ x\ 1.0} = 13.3\ MPa$$

7.3.4 Caratteristiche impalcato

L'impalcato è costituito da 10 travi di tipo TAS 80 della SCAC di altezza 80 cm, precompresse a fili aderenti orizzontali, le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza impalcato : $L = 12.0\ m$

Luce di calcolo $l_c = 12.00\ m$

Interasse travi $i = 1.0\ m$

Altezza travi $h = 0.8\,m$

Spessore soletta $s = 0.15\,m$

Larghezza carreggiata $L = 11.0\,m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dagli elaborati grafici del progetto di ripristino corticale (**Figura 7-19**):

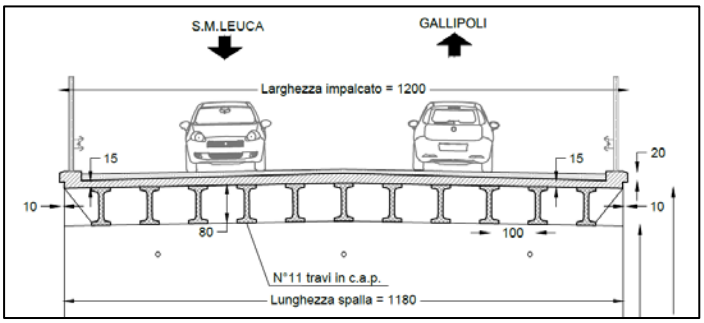


Figura 7-19 -- Geometria impalcato SS274 km 33+430

Data la tipologia costruttiva dell'impalcato e il periodo di costruzione, si assume che la relazione di calcolo sia stata effettuata con i coefficienti di distribuzione trasversale di Courbon.

7.3.5 Valutazione delle azioni

7.3.5.1 Analisi dei carichi permanenti

- Peso proprio della trave

$$M_{s,g1t} = 62.71\ kNm$$

$$V_{s,g1t} = 20.9\ kNm$$

- Peso proprio soletta e traversi

  Si assume che sulla trave di bordo gravi l'intero traverso esterno e metà del traverso interno.

$$A_{tr} = 0.330 + \frac{0.616}{2} = 0.638\ m^2$$

  Per il traverso di testata, di spessore 45 cm:

$$P_{tr,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.45\ m^2\ x\ 0.638\ m^2 = 7.18\ kN$$

Per il traverso di campata, di spessore 30 cm

$$P_{tr,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m^2\ x\ 0.638\ m^2 = 4.785\ kN$$

Lo spessore della soletta è pari a 15 cm, supponendo che il carico sia uniformemente distribuito sulle travi costituenti l'impalcato si ottiene:

$$g_{1,s} = \frac{12.00\ m}{11}\ x\ 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.15\ m = 4.09\frac{kN}{m}$$

Infine le caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi di traversi e soletta valgono:

$$M_{s,g1s} = 88.0\ kNm$$

$$V_{s,g1s} = 34.4\ kNm$$

7.3.5.2 Analisi dei carichi permanenti non strutturali

- Cordoli

  I cordoli si assumono agenti interamente sulla trave di bordo dell'impalcato.

$$g_{2,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.5\ m\ x\ 0.2\ m = 2.5\frac{kN}{m}$$

- Barriera di sicurezza
  La barriera di sicurezza e il paraghiaia si suppongono interamente sopportati dalla trave di bordo.

$$g_{2,b} = 0.7 + 0.3 = 1\frac{kN}{m}$$

- Pavimentazione stradale
  Si suppone che il carico della pavimentazione stradale sia uniformemente ripartito sulle travi costituenti l'impalcato.

In accordo alla normativa dell'epoca di progetto, la pavimentazione stradale si considerava come carico pari a 200 kg/m²:

$$g_{2,p,ante} = 1.96\frac{kN}{m^2}\ x\ 11\ m\ x\frac{1}{11} = 1.96\frac{kN}{m}$$

Allo stato attuale la pavimentazione stradale ha raggiunto la parte superiore del cordolo. Quindi si determina un carico pari a:

$$g_{2,p,post} = 23\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.20\ m\ x\frac{11\ m}{11} = \ 4.6\frac{kN}{m}$$

Infine si determinano le sollecitazioni provocate dai precedenti carichi che risultano valere:

$$M_{s,g2.ante} = 80.28\ kNm$$

$$V_{s,g2,ante} = 26.76\ kNm$$

$$M_{s,g2.post} = 145.80\ kNm$$

$$V_{s,g2,post} = 48.60\ kNm$$

7.3.5.3 Carichi da traffico Norme 1962

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare(**Tabella 7-3**):

Coefficienti di Courbon											
Luce di calcolo [m] =		12		Numero travi [-] =		11		Distanza trave di bordo [m] =			5
e	-5	-4	-3	-2	-1	0	1	2	3	4	5
k	-0.1364	-0.0909	-0.0455	0.00	0.0455	0.0909	0.1364	0.1818	0.2273	0.2727	0.3182

Tabella 7-3 - Coefficienti di Courbon SS274 km 33+430

Di seguito riassunti in tabella i risultati dell'applicazione degli schemi di carico all'impalcato del ponte (**Tabella 7-4**):

Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62							
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
6	70	3.75	0.2614	1.35	0.68	0	1.00
	70			2.69	1.35	1.34	0.89
	190			6	3.00	4.65	0.61
	180			10.2	0.90	8.85	0.26
	180			11.2	0.40	9.85	0.18
				Momento soll. [kNm]	**247.09**	**Taglio soll. [kN]**	**85.74**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
5	53.35	3.75	0.2614	4.1	2.05	0	1.00
	53.35			4.96	2.48	0.86	0.93
	53.35			5.57	2.79	1.47	0.88
	53.35			6.43	2.79	2.33	0.81
	53.35			7.04	2.48	2.94	0.76
	53.35			7.90	2.05	0.83	0.93
				Momento soll.	**175.41**	**Taglio soll.**	**59.92**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	0.445	0.1111	0	0.00	0	1.00
	40			3	1.50	3	0.75
	80			6	3.00	6	0.50
	40			9	1.50	9	0.25
	80			12	0.00	12	0.00
				Momento soll.	**40.01**	**Taglio soll.**	**17.78**
Schema	Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Folla	2	5.75	0.3523	6	3.00	6	0.50
				Momento soll.	**12.68**	**Taglio soll.**	**6.34**

Tabella 7-4 - Riassunto calcolo sollectazioni carichi da traffico di progetto impalcato SS274 km 33+430

Lo schema più gravoso risulta essere il 6, per quanto riguarda i carichi militari.

Si determina:

$$M_{s,Q1962} = 299.78\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3254$$

$$M_{s,Q1962} = 397.3\ kNm$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio, in accordo alla precedente tabella:

$$V_{s,Q1962} = 109.86\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3254$$

$$V_{s,Q1962} = 145.60\ kNm$$

Sommando tutti i contributi alle componenti di sollecitazione, si ottiene

$$M_S = M_{s,g1t} + M_{s,g1s} + M_{s,g2.ante} + M_{s,Q1962} = 628.5\ kN$$

$$V_S = V_{s,g1t} + V_{s,g1s} + V_{s,g2.ante} + V_{s,Q1962} = 227.7\ kN$$

7.3.5.4 Carichi da traffico NTC

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare e grafica e la relativa disposizione che massimizza le sollecitazioni sulla trave di bordo:

In accordo alle linee di influenza che massimizzano le sollecitazioni ricercate si dispongono lungo la campata del ponte i carichi come indicato dalle NTC, ottenendo i seguenti risultati (**Tabella 7-5**):

Calcolo carichi da traffico NTC								
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	Tandem	150	4	0.2727	5.4	2.70	0	1.00
	Tandem	150			6.6	2.70	1.2	0.90
	Distribuito	27			6	3.00	6	0.50
					Momento soll. [kNm]	**574.36**	**Taglio soll. [kN]**	**199.64**
Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62								
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
2	Tandem	100	1	0.1364	5.4	2.70	0	1.00
	Tandem	100			6.6	2.70	1.2	0.90
	Distribuito	7.5			6	3.00	6	0.50
					Momento soll. [kNm]	**331.36**	**Taglio soll. [kN]**	**115.91**
Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62								
Corsia		Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
folla		1.25	5.5	0.3409	5.4	2.70	6	0.50
					Momento soll. [kNm]	**6.90**	**Taglio soll. [kN]**	**2.56**

Tabella 7-5 - Riassunto calcolo sollecitazioni carichi da traffico NTC impalcato SS274 km 33+430

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = M_{s,Q1} + M_{s,Q2} + M_{s,q1} + M_{s,q2} + M_{s,f} = 912.6\ kNm$$

$$V_{s,Q} = V_{s,Q1} + V_{s,Q2} + V_{s,q1} + V_{s,q2} + V_{s,f} = 318.11\ kN$$

In definitiva, combinando le precedenti allo SLU si ottiene:

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 1.1\ x\ 150.7 + 1.5\ x\ 145.8 + 1.35\ x\ 912.6 = 1616.5\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 1.1\ x\ 55.3 + 1.5\ x\ 48.6 + 1.35\ x\ 318.11 = 563.2\ kN$$

7.3.6 Valutazione delle armature di precompressione

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave si verificano con il metodo delle tensioni ammissibili le fasi raissunte nella seguente (**Tabella 7-6**):

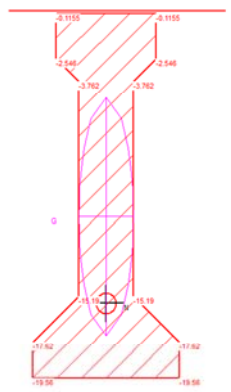
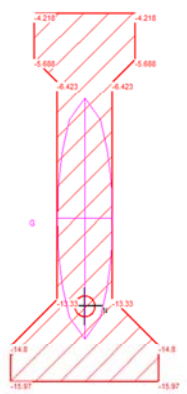
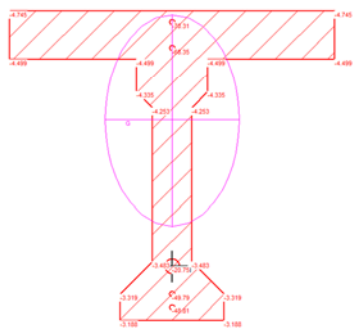
Fase 1 - Taglio dei trefoli		Fase 2 - Getto della soletta		Fase 3 - Esercizio con soletta collaborante	
Tiro trefoli [Mpa]	1000	Tiro trefoli [Mpa]	1000	Tiro trefoli [Mpa]	820
R_{ck} trave [Mpa]	42	R_{ck} trave [Mpa]	55	f_{ck} soletta [Mpa]	20
Momento sollecitante [kNm]	62.7	Momento sollecitante [kNm]	150.7	Momento sollecitante [kNm]	
Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione	
					
Tensione compressione max [Mpa]	17.1	Tensione compressione max [Mpa]	16	Tensione compressione max [Mpa]	11
Tensione di compressione amm. [Mpa]	20.2	Tensione di compressione amm. [Mpa]	15.97	Tensione di compressione amm. [Mpa]	4.75
Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\
Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68

Tabella 7-6 - Valutazione delle tensioni ammissibili nelle fasi di vita della sezione impalcato SS274 km 33+430

A seguito di alcune iterazioni si è arrivati alle seguenti caratteristiche della precompressione della trave:

- Tiro dei trefoli : 1000 Mpa
- Area dei trefoli : 16x0.5″ = 15.78 cm²
- Baricentro trefoli dal lembo superiore travi: 63.5 cm
- Armatura lenta inferiore: 2+2 ϕ12
- Armatura lenta soletta: 2 x ϕ8/20

7.3.7 Valutazione resistenze

7.3.7.1 Momento resistente

In accordo alle assunzioni sulla geometria e la disposizione delle armature precedentemente fatte, il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 1791\ kNm$$

7.3.7.2 Taglio resistente

Data la mancanza di riferimenti e informazioni circa la disposizione delle staffe nelle travi precompresse, risulta difficile la determinazione della resistenza a taglio lato acciaio. Considerando che le suddette travi non presentano sezione piena in testata, si ritiene verosimile l'ipotesi che la crisi della sezione avvenga lato CLS, si determina quindi un taglio resistente sull'appoggio pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 985\ mm\ x\ 120\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 582.3\ kN$$

7.4 SS101 - Sottopasso km 35+269

7.4.1 Ispezione ordinaria

7.4.1.1 Difettologia rilevata

- Distacco del copriferro
  Peso del difetto: $G = 2$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità: $k_2 = 1$

7.4.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 7-20 - STralcio documentazione fotografica ispezioni SS101 km 35+269

7.4.2 Descrizione dell'opera

L'opera è un cavalcavia della SS101 ubicata al km 35+269 che scavalca la SP 52 Gallipoli - Sannicola nel comune di Gallipoli. L'opera consiste di una campata di luce di calcolo pari a 16.50 m. Sono previste 12 travi in c.a.p.di tipo TAS120 della ditta SCAC di altezza pari a 120 cm. La soletta esistente ha uno spessore di 20 cm.

7.4.3 Materiali

- CLS trave

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1347.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

- CLS soletta
  In accordo alle indagini effettuate sulla soletta dell'opera in esame, si deduce che il CLS della soletta è di tipo C20/25:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{20}{1.5\ x\ 1.0} = 13.3\ MPa$$

7.4.4 Caratteristiche impalcato

L'impalcato è costituito da 10 travi di tipo TAS 80 della SCAC di altezza 80 cm, precompresse a fili aderenti orizzontali, le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza impalcato : $L = 17.5\ m$

Luce di calcolo $l_c = 16.50\ m$

Interasse travi $i = 1.5\ m$

Altezza travi $h = 1.2\ m$

Spessore soletta $s = 0.20\ m$

Larghezza carreggiata $L = 18.0\ m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dagli elaborati grafici del progetto di ripristino corticale (**Figura 7-21**):

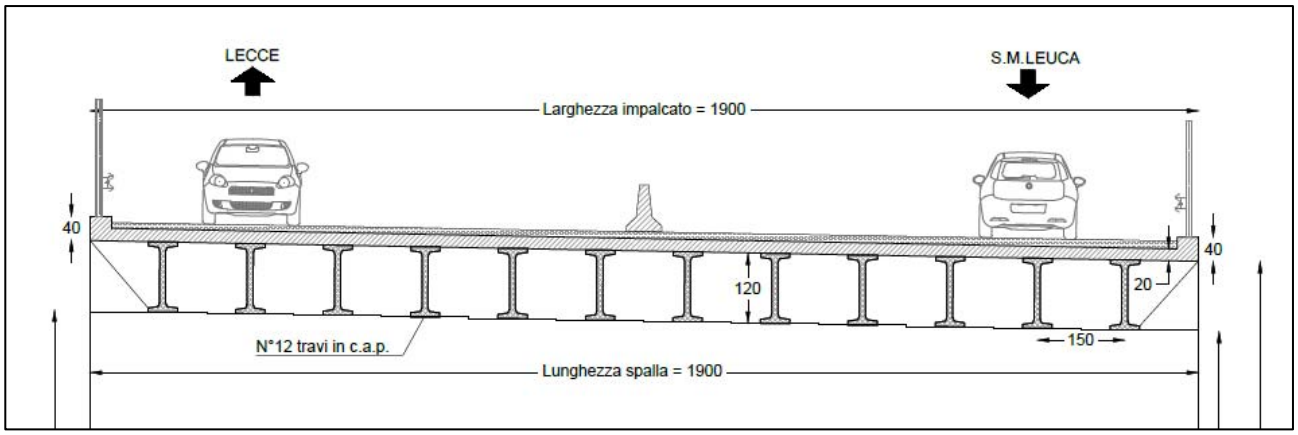


Figura 7-21 - Geometria impalcato SS101 km 35+269

Data la tipologia costruttiva dell'impalcato e il periodo di costruzione, si assume che la relazione di calcolo sia stata effettuata con i coefficienti di distribuzione trasversale di Courbon.

7.4.5 Valutazione delle azioni

7.4.5.1 Analisi dei carichi permanenti

- Peso proprio della trave

$$M_{s,g1t} = 219.5\ kNm$$

$$V_{s,g1t} = 53.2\ kNm$$

- Peso proprio soletta e traversi

  Si assume che sulla trave di bordo gravi l'intero traverso esterno e metà del traverso interno.

$$A_{tr} = 0.568 + \frac{1.402}{2} = 1.269\ m^2$$

  Per il traverso di testata, di spessore 40 cm

$$P_{tr,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.40\ m^2\ x\ 1.269\ m^2 = 12.69\ kN$$

Per il traverso di campata, di spessore 30 cm

$$P_{tr,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m^2\ x\ 1.269\ m^2 = 9.52\ kN$$

Lo spessore della soletta è pari a 20 cm, supponendo che il carico sia uniformemente distribuito sulle travi costituenti l'impalcato si ottiene:

$$g_{1,s} = \frac{19.00\ m}{12}\ x\ 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.20\ m = 7.92\frac{kN}{m}$$

Infine le caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi di traversi e soletta valgono:

$$M_{s,g1s} = 308.8\ kNm$$

$$V_{s,g1s} = 82.79\ kNm$$

7.4.5.2 Analisi dei carichi permanenti non strutturali

- Cordoli

  I cordoli si assumono agenti interamente sulla trave di bordo dell'impalcato

$$g_{2,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.5\ m\ x\ 0.2\ m = 2.5\frac{kN}{m}$$

- Barriera di sicurezza
  La barriera di sicurezza e il paraghiaia si suppongono interamente sopportati dalla trave di bordo

$$g_{2,b} = 0.7 + 0.3 = 1\frac{kN}{m}$$

- Spartitraffico New Jersey
  In accordo ai coefficienti di Courbon, la componente di sollecitazione dovuta ai carichi dello spartitraffico che prende la trave di bordo è pari a 0.0833

$$g_{2,NJ} = 0.0833\ x\ 9.278\frac{kN}{m} = 0.769\ \frac{kN}{m}$$

- Pavimentazione stradale
  Si suppone che il carico della pavimentazione stradale sia uniformemente ripartito sulle travi costituenti l'impalcato.
  In accordo alla normativa dell'epoca di progetto, la pavimentazione stradale si considerava come carico pari a 200 kg/m²

$$g_{2,p,ante} = 1.96\frac{kN}{m^2}\ x\ 18\ m\ x\frac{1}{12} = 2.94\frac{kN}{m}$$

Allo stato attuale la pavimentazione stradale ha raggiunto la parte superiore del cordolo. Quindi si determina un carico pari a:

$$g_{2,p,post} = 23\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.20\ m\ x\frac{18\ m}{12} = 6.9\frac{kN}{m}$$

Infine si determinano le sollecitazioni provocate dai precedenti carichi che risultano valere:

$$M_{s,g2.ante} = 185.1\ kNm$$

$$V_{s,g2,ante} = 44.9\ kNm$$

$$M_{s,g2.post} = 381.2\ kNm$$

$$V_{s,g2,post} = 92.4\ kNm$$

7.4.5.3 Carichi da traffico Norme 1962

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella 7-7**):

Coefficienti di Courbon												
Luce di calcolo [m] =			16.3	Numero travi [-] =			12	Distanza trave di bordo [m] =			8.25	
e	-8.25	-6.75	-5.25	-3.75	-2.25	-0.75	0.75	2.25	3.75	5.25	6.75	8.25
k	-0.1282	-0.0897	-0.0513	-0.0128	0.0256	0.0641	0.1026	0.1410	0.1795	0.2179	0.2564	0.2949

Tabella 7-7 - Coefficienti di Courbon SS101 km 35+269

Di seguito riassunti in tabella i risultati dell'applicazione degli schemi di carico all'impalcato del ponte (**Tabella 7-8**):

Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62								
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
6	70	7.25	0.2692	3.6	1.80	180	0	1.00
	70			4.94	2.47	180	1.05	0.94
	190			8.25	4.13	190	5.2	0.68
	180			12.45	2.03	70	8.56	0.48
	180			13.5	1.50	70	9.9	0.40
				Momento soll. [kNm]	**462.31**		**Taglio soll. [kN]**	**145.48**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	3.945	0.1845	2.25	1.13	80	0	1.00
	40			5.25	2.63	40	1.05	0.94
	80			8.25	4.13	80	5.2	0.68
	40			11.25	2.63	40	8.56	0.48
	80			14.25	1.13	80	9.9	0.40
				Momento soll.	**116.23**		**Taglio soll. [kN]**	**41.23**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	0.835	0.1047	2.25	1.13	80	0	1.00
	40			5.25	2.63	40	1.05	0.94
	80			8.25	4.13	80	5.2	0.68
	40			11.25	2.63	40	8.56	0.48
	80			14.25	1.13	80	9.9	0.40
				Momento soll.	**65.99**		**Taglio soll. [kN]**	**23.41**
Schema	Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Folla	2	9.25	0.3205	8.25	4.13	2	8.25	0.50
				Momento soll.	**15.87**		**Taglio soll.**	**5.22**

Tabella 7-8 - Riassunto calcolo sollectazioni carichi da traffico di progetto impalcato SS101 km 35+269

Lo schema più gravoso risulta essere il 6, per quanto riguarda i carichi militari.

Si determina:

$$M_{s,Q1962} = 660.4\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3000$$

$$M_{s,Q1962} = 858.5\ kNm$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio, in accordo alla precedente tabella:

$$V_{s,Q1962} = 215.3\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.3000$$

$$V_{s,Q1962} = 279.9\ kNm$$

Sommando tutti i contributi alle componenti di sollecitazione, si ottiene:

$$M_S = M_{s,g1t} + M_{s,g1s} + M_{s,g2.ante} + M_{s,Q1962} = 1571.9\ kN$$

$$V_S = V_{s,g1t} + V_{s,g1s} + V_{s,g2.ante} + V_{s,Q1962} = 460.8\ kN$$

7.4.5.4 Carichi da traffico NTC

In accordo alle linee di influenza che massimizzano le sollecitazioni ricercate si dispongono lungo la campata del ponte i carichi come indicato dalle NTC, ottenendo i seguenti risultati (**Tabella 7-9**):

Calcolo carichi da traffico NTC								
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	Tandem	150	7.5	0.2756	7.65	3.83	0	1.00
	Tandem	150			8.85	3.83	1.2	0.93
	Distribuito	27			8.25	4.13	8.25	0.50
					Momento soll. [kNm]	**882.80**	**Taglio soll. [kN]**	**220.77**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
2	Tandem	100	4.5	0.1987	7.65	3.83	0	1.00
	Tandem	100			8.85	3.83	1.2	0.93
	Distribuito	7.5			8.25	4.13	8.25	0.50
					Momento soll. [kNm]	**471.84**	**Taglio soll. [kN]**	**88.89**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
3	Tandem	50	1.5	0.1218	7.65	3.83	0	1.00
	Tandem	50			8.85	3.83	1.2	0.90
	Distribuito	7.5			8.25	4.13	8.25	0.50
					Momento soll. [kNm]	**123.88**	**Taglio soll. [kN]**	**30.68**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Altra	Tandem	0	-1.5	0.0449	7.65	3.83	0	1.00
	Tandem	0			8.85	3.83	1.2	0.90
	Distribuito	7.5			8.25	4.13	8.25	0.50
					Momento soll. [kNm]	**11.31**	**Taglio soll. [kN]**	**2.78**
Corsia		Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
folla		1.25	9.25	0.3205	8.25	4.13	8.25	0.50
					Momento soll. [kNm]	**13.47**	**Taglio soll. [kN]**	**3.31**

Tabella 7-9 - Riassunto calcolo sollecitazioni carichi da traffico NTC impalcato SS101 km 35+269

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = 1503.2\ kNm$$

$$V_{s,Q} = 345.5\ kN$$

In definitiva, combinando le precedenti allo SLU si ottiene:

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 3182.3\ kNm$$

$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 754.6\ kN$$

7.4.6 Valutazione delle armature di precompressione

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave si verificano con il metodo delle tensioni ammissibili le fasi riassunte nella seguente (**Tabella 7-10**):

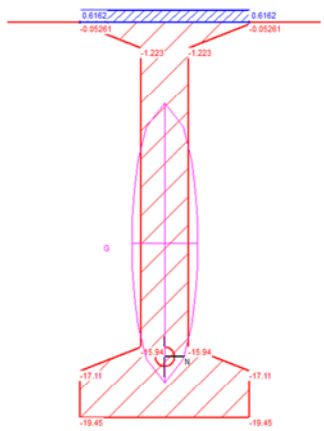
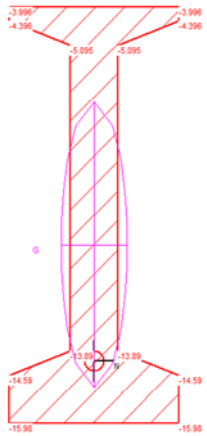
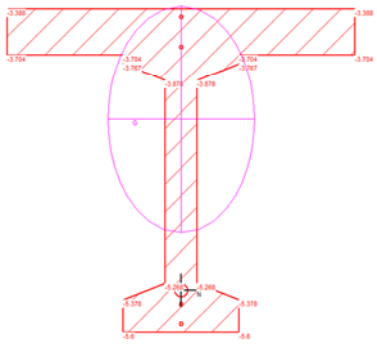
Fase 1 - Taglio dei trefoli		Fase 2 - Getto della soletta		Fase 3 - Esercizio con soletta collaborante	
Tiro trefoli [Mpa]	1200	Tiro trefoli [Mpa]	1200	Tiro trefoli [Mpa]	985
R_{ck} trave [Mpa]	42	R_{ck} trave [Mpa]	55	f_{ck} soletta [Mpa]	20
Momento sollecitante [kNm]	219.5	Momento sollecitante	528.3	Momento sollecitante [kNm]	1571.9
Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione	
					
Tensione compressione max [Mpa]	19.45	Tensione compressione max [Mpa]	16	Tensione compressione max [Mpa]	5.6
Tensione di compressione amm. [Mpa]	20.2	Tensione di compressione amm.	15.98	Tensione di compressione amm. [Mpa]	11
Tensione trazione max [Mpa]	0.61	Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\
Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68

Tabella 7-10 - Valutazione delle tensioni ammissibili nelle fasi di vita della sezione impalcato SS274 km 35+269

A seguito di alcune iterazioni si è arrivati alle seguenti caratteristiche della precompressione della trave:

- Tiro dei trefoli : 1200 Mpa
- Area dei trefoli : 25x0.5″ = 24.65 cm^2
- Baricentro trefoli dal lembo superiore travi: 102.0 cm
- Armatura lenta inferiore: 2+2 ϕ12
- Armatura lenta soletta: 2 x ϕ8/20

7.4.7 Valutazione resistenze

7.4.7.1 Momento resistente

In accordo alle assunzioni sulla geometria e la disposizione delle armature precedentemente fatte, il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 4305\ kNm$$

7.4.7.2 Taglio resistente

Data la mancanza di riferimenti e informazioni circa la disposizione delle staffe nelle travi precompresse, risulta dificile la determinazione della resistenza a taglio lato acciaio. Considerando che le suddette travi non presentano sezione piena in testata, si ritiene verosimile l'ipotesi che la crisi della sezione avvenga lato CLS, si determina quindi un taglio resistente sull'appoggio pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1365\ mm\ x\ 140\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 941.5\ kN$$

7.5 SS16 - Sottopasso km 763+000

7.5.1 Ispezione ordinaria

7.5.1.1 Difettologia rilevata

- Tracce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 1$

- Macche di umidità passiva
  Peso del difetto: $G = 1$
  Estensione: $k_1 = 0.5$
  Intensità $k_2 = 1$

- Armature ossidate
  Peso del difetto: $G = 5$
  Estensione: $k_1 = 0.2$
  Intensità $k_2 = 0.2$

7.5.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Figura 7-22 - Stralcio documentazione fotografica ispezioni SS16 km 763+000

7.5.2 Descrizione dell'opera

L'opera è un cavalcavia della SS16 ubicata al km 763+00 che scavalca una strada di viabilità locale nella parte nord del territorio comunale di Bisceglie. L'opera consiste di una campata di luce di calcolo pari a 17.4 m. Sono previste 12 travi in c.a.p.di tipo TAS120 della ditta SCAC di altezza pari a 120 cm. La soletta esistente ha uno spessore di 20 cm.

7.5.3 Materiali

- CLS trave

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1347.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

- CLS soletta
  In accordo alle indagini effettuate sulla soletta dell'opera in esame, si deduce che il CLS della soletta è di tipo C20/25:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{20}{1.5\ x\ 1.0} = 13.3\ MPa$$

7.5.4 Caratteristiche impalcato

z

Lunghezza impalcato : $L = 17.5\ m$

Luce di calcolo $l_c = 17.5\ m$

Interasse travi $i = 1.62\ m$

Altezza travi $h = 1.2\ m$

Spessore soletta $s = 0.20\ m$

Larghezza carreggiata $L = 18.5\ m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dagli elaborati grafici del progetto di ripristino corticale (**Figura 7-23**):

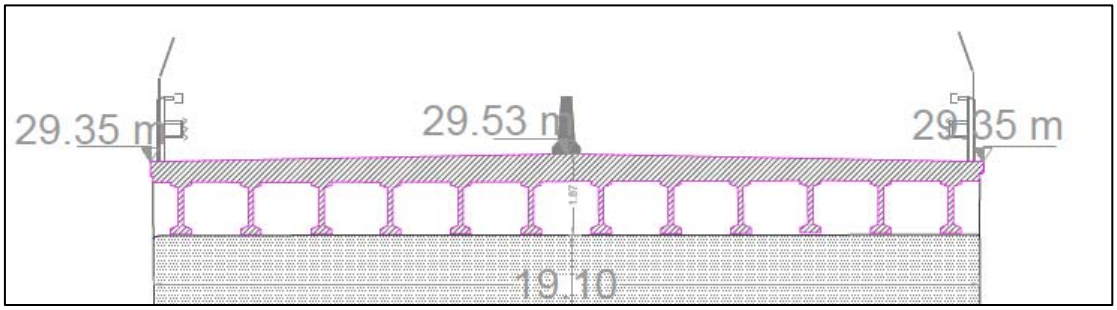


Figura 7-23 - Geometria impalcato SS16 km 763+000

Data la tipologia costruttiva dell'impalcato e il periodo di costruzione, si assume che la relazione di calcolo sia stata effettuata con i coefficienti di distribuzione trasversale di Courbon.

7.5.5 Valutazione delle azioni

7.5.5.1 Analisi dei carichi permanenti

- Peso proprio della trave

$$M_{s,g1t} = 215.3\ kNm$$

$$V_{s,g1t} = 52.7\ kNm$$

- Peso proprio soletta e traversi

Figura 7-24 - Particolare fotografico assenza traversi di bordo

Come visibile dalla documentazione fotografica dell'ultima ispezione visiva non sono presenti i traversi di bordo (**Figura 7-24**).
Si assume che sulla trave di bordo gravi metà del traverso interno.

$$A_{tr} = \frac{1.503}{2} = 0.75\ m^2$$

Per il traverso di testata, di spessore 40 cm:

$$P_{tr,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.40\ m^2\ x\ 0.75\ m^2 = 7.5\ kN$$

Per il traverso di campata, di spessore 30 cm:

$$P_{tr,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m^2\ x\ 0.75\ m^2 = 5.63\ kN$$

Lo spessore della soletta è pari a 20 cm, supponendo che il carico sia uniformemente distribuito sulle travi costituenti l'impalcato si ottiene:

$$g_{1,s} = \frac{17.5\ m}{12}\ x\ 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.20\ m = 7.29\frac{kN}{m}$$

Infine le caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi di traversi e soletta valgono:

$$M_{s,g1s} = 311.9\ kNm$$

$$V_{s,g1s} = 76.7\ kNm$$

7.5.5.2 Analisi dei carichi permanenti non strutturali

- Cordoli

I cordoli si assumono agenti interamente sulla trave di bordo dell'impalcato.

$$g_{2,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.5\ m\ x\ 0.5\ m = 6.25\frac{kN}{m}$$

- Barriera di sicurezza
La barriera di sicurezza e il paraghiaia si suppongono interamente sopportati dalla trave di bordo.

$$g_{2,b} = 0.7 + 0.3 = 1\frac{kN}{m}$$

- Spartitraffico New Jersey

  In accordo ai coefficienti di Courbon, la componente di sollecitazione dovuta ai carichi dello spartitraffico che prende la trave di bordo è pari a 0.0833:

$$g_{2,NJ} = 0.0833\ x\ 9.278 \frac{kN}{m} = 0.769\ \frac{kN}{m}$$

- Pavimentazione stradale
  Si suppone che il carico della pavimentazione stradale sia uniformemente ripartito sulle travi costituenti l'impalcato.
  In accordo alla normativa dell'epoca di progetto, la pavimentazione stradale si considerava come carico pari a 200 kg/m²

$$g_{2,p,ante} = 1.96 \frac{kN}{m^2}\ x\ 18.5\ m\ x \frac{1}{12} = 3.03 \frac{kN}{m}$$

  Allo stato attuale la pavimentazione stradale ha raggiunto la parte superiore del cordolo e la pendenza trasversale è data da un'altezza variabile della stessa. Si determina un carico pari a:

$$g_{2,p,post} = 23 \frac{kN}{m^3}\ x \left(\frac{0.30 + 0.5}{2}\right)\ m\ x \frac{18.5\ m}{12} = \ 15.9 \frac{kN}{m}$$

Infine si determinano le sollecitazioni provocate dai precedenti carichi che risultano valere:

$$M_{s,g2.ante} = 355.3\ kNm$$

$$V_{s,g2,ante} = 81.2\ kNm$$

$$M_{s,g2.post} = 914.9\ kNm$$

$$V_{s,g2,post} = 209.1\ kNm$$

7.5.5.3 Carichi da traffico Norme 1962

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella 7-11**):

Coefficienti di Courbon												
Luce di calcolo [m] =			17.5	Numero travi [-] =			12	Distanza trave di bordo [m] =			8.91	
e	-8.91	-7.29	-5.67	-4.05	-2.43	-0.81	0.81	2.43	4.05	5.67	7.29	8.91
k	-0.1282	-0.0897	-0.0513	-0.0128	0.0256	0.0641	0.1026	0.1410	0.1795	0.2179	0.2564	0.2949

Tabella 7-11 - Coefficienti di Courbon SS16 km 763+000

Di seguito riassunti in tabella i risultati dell'applicazione degli schemi di carico all'impalcato del ponte (**Tabella 7-12**):

Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62								
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
6	70	7	0.2495	4.10	2.05	180	0	1.00
	70			5.44	2.72	180	1.05	0.94
	190			8.75	4.38	190	5.2	0.68
	180			12.95	2.28	70	8.56	0.48
	180			14.00	1.75	70	9.9	0.40
				Momento soll. [kNm]	**471.52**		**Taglio soll. [kN]**	**134.83**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	3.695	0.1711	2.75	1.38	80	0	1.00
	40			5.75	2.88	40	1.05	0.94
	80			8.75	4.38	80	5.2	0.70
	40			11.75	2.88	40	8.56	0.51
	80			14.75	1.38	80	9.9	0.43
				Momento soll. [kNm]	**118.03**		**Taglio soll. [kN]**	**39.17**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	0.585	0.0972	2.25	1.13	80	0	1.00
	40			5.25	2.63	40	1.05	0.94
	80			8.25	4.13	80	5.2	0.70
	40			11.25	3.13	40	8.56	0.51
	80			14.25	1.63	80	9.9	0.43
				Momento soll. [kNm]	**63.19**		**Taglio soll. [kN]**	**22.26**
Schema	Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Folla	2	9	0.2970	8.25	4.13	2	8.75	0.50
				Momento soll. [kNm]	**14.70**		**Taglio soll. [kN]**	**4.84**

Tabella 7-12 - Riassunto calcolo sollectazioni carichi da traffico di progetto impalcato SS16 km 763+000

Lo schema più gravoso risulta essere il 6, per quanto riguarda i carichi militari.

Si determina:

$$M_{s,Q1962} = 667.44\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica:

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.293$$

$$M_{s,Q1962} = 862.83\ kNm$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio, in accordo alla precedente tabella:

$$V_{s,Q1962} = 201.1\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.293$$

$$V_{s,Q1962} = 260.0\ kNm$$

Sommando tutti i contributi alle componenti di sollecitazione, si ottiene

$$M_S = M_{s,g1t} + M_{s,g1s} + M_{s,g2.ante} + M_{s,Q1962} = 1745.3\ kN$$
$$V_S = V_{s,g1t} + V_{s,g1s} + V_{s,g2.ante} + V_{s,Q1962} = 470.6\ kN$$

7.5.5.4 Carichi da traffico NTC

In accordo alle linee di influenza che massimizzano le sollecitazioni ricercate si dispongono lungo la campata del ponte i carichi come indicato dalle NTC, ottenendo i seguenti risultati (**Tabella 7-13**):

Calcolo carichi da traffico NTC								
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	Tandem	150	7.25	0.2555	8.15	4.08	0	1.00
	Tandem	150			9.35	4.08	1.2	0.93
	Distribuito	27			8.75	4.38	8.75	0.50
					Momento soll. [kNm]	**888.64**	**Taglio soll. [kN]**	**194.97**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
2	Tandem	100	4.25	0.1842	8.15	4.08	0	1.00
	Tandem	100			9.35	4.08	1.2	0.93
	Distribuito	7.5			8.75	4.38	8.75	0.50
					Momento soll. [kNm]	**353.20**	**Taglio soll. [kN]**	**72.55**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
3	Tandem	50	1.25	0.1130	8.15	4.08	0	1.00
	Tandem	50			9.35	4.08	1.2	0.93
	Distribuito	7.5			8.75	4.38	8.75	0.50
					Momento soll. [kNm]	**124.55**	**Taglio soll. [kN]**	**22.67**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Altra	Tandem	0	-1.75	0.0418	8.15	4.08	0	1.00
	Tandem	0			9.35	4.08	1.2	0.93
	Distribuito	7.5			8.75	4.38	8.75	0.50
					Momento soll. [kNm]	**12.00**	**Taglio soll. [kN]**	**2.74**
Corsia		Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
folla		1.25	9	0.2970	8.75	4.38	8.7	0.50
					Momento soll. [kNm]	**14.21**	**Taglio soll. [kN]**	**3.08**

Tabella 7-13 - Riassunto calcolo sollecitazioni carichi da traffico NTC impalcato SS16 km 763+000

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = 1392.6\ kNm$$

$$V_{s,Q} = 306.0\ kN$$

In definitiva, combinando le precedenti allo SLU si ottiene:

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 3832.3\ kNm$$
$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 869.1\ kN$$

7.5.6 Valutazione delle armature di precompressione

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave si verificano con il metodo delle tensioni ammissibili le fasi riassunte nella seguente (**Tabella 7-14**) :

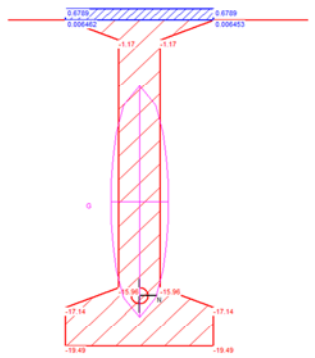
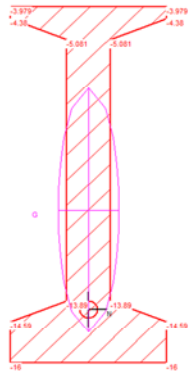
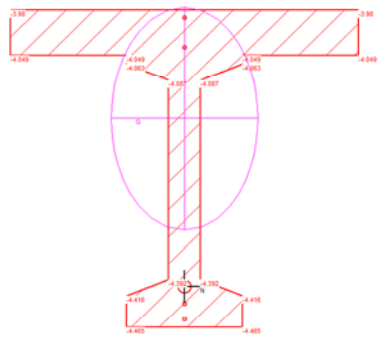
Fase 1 - Taglio dei trefoli		Fase 2 - Getto della soletta		Fase 3 - Esercizio con soletta collaborante	
Tiro trefoli [Mpa]	1200	Tiro trefoli [Mpa]	1200	Tiro trefoli [Mpa]	985
R_{ck} trave [Mpa]	42	R_{ck} trave [Mpa]	55	f_{ck} soletta [Mpa]	20
Momento sollecitante [kNm]	215.3	Momento sollecitante [kNm]	527.2	Momento sollecitante [kNm]	1745.3
Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione	
					
Tensione compressione max [Mpa]	19.49	Tensione compressione max [Mpa]	16	Tensione compressione max [Mpa]	4.465
Tensione di compressione amm. [Mpa]	20.2	Tensione di compressione amm. [Mpa]	16	Tensione di compressione amm. [Mpa]	11
Tensione trazione max [Mpa]	0.68	Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\
Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68

Tabella 7-14 - Valutazione delle tensioni ammissibili nelle fasi di vita della sezione impalcato SS16 km 763+000

A seguito di alcune iterazioni si è arrivati alle seguenti caratteristiche della precompressione della trave:

- Tiro dei trefoli : 1200 Mpa
- Area dei trefoli : 25x0.5″ = 24.65 cm^2
- Baricentro trefoli dal lembo superiore travi: 102.0 cm
- Armatura lenta inferiore: 2+2 ϕ12
- Armatura lenta soletta: 2 x ϕ8/20

7.5.7 Valutazione resistenze

7.5.7.1 Momento resistente

In accordo alle assunzioni sulla geometria e la disposizione delle armature precedentemente fatte, il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 4439\ kNm$$

7.5.7.2 Taglio resistente

Data la mancanza di riferimenti e informazioni circa la disposizione delle staffe nelle travi precompresse, risulta dificile la determinazione della resistenza a taglio lato acciaio. Considerando che le suddette travi non presentano sezione piena in testata, si ritiene verosimile l'ipotesi che la crisi della sezione avvenga lato CLS, si determina quindi un taglio resistente sull'appoggio pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

$$= 0.9\ x\ 1365\ mm\ x\ 140\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 941.5\ kN$$

7.6 SS16 - Sottopasso km 773+450

7.6.1 Ispezione ordinaria

7.6.1.1 Difettologia rilevata

- Tracce di scolo
  Peso del difetto: $G = 3$
  Estensione: $k_1 = 0.2$
  Intensità $k_2 = 0.2$

- Macche di umidità passiva
  Peso del difetto: G = 1
  Estensione: $k_1 = 0.2$
  Intensità $k_2 = 0.2$

7.6.1.2 Stralcio della documentazione fotografica

Tabella 7-15 - Stralcio documentazione fotografica ispezioni SS16 km 773+450

7.6.2 Descrizione dell'opera

L'opera è un cavalcavia della SS16 ubicata al km 773+450 che scavalca una strada di viabilità locale nel territorio comunale di molfetta. L'opera consiste di tre campate di luce di calcolo pari a 29.5 m e 22.70 m rispettivamente la campata centrale e le campate laterali. In questo contesto, ci si concentrerà sulla campata corta, in cui sono previste 24 travi in c.a.p.di tipo TAS130 della ditta SCAC di altezza pari a 130 cm. La soletta esistente ha uno spessore di 20 cm.

7.6.3 Materiali

- CLS trave

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{45.65}{1.5\ x\ 1.2} = 25.4\ MPa$$

- Acciaio Trefoli

$$f_{pyk} = \frac{f_{ptk}}{\gamma_s FC} = 1347.8\ MPa$$

- Acciaio ordinario

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s FC} = 318.8\ MPa$$

- CLS soletta
  In accordo alle indagini effettuate sulla soletta dell'opera in esame, si deduce che il CLS della soletta è di tipo C20/25:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c FC} = \frac{20}{1.5\ x\ 1.0} = 13.3\ MPa$$

7.6.4 Caratteristiche impalcato

L'impalcato oggetti di valutazioni statiche è costituito da 24 travi di tipo TAS 130 della SCAC di altezza 130 cm, precompresse a fili aderenti orizzontali, le caratteristiche dell'impalcato sono le seguenti:

Lunghezza impalcato : $L = 23.05\ m$

Luce di calcolo $l_c = 22.0\ m$

Interasse travi $i_{medio} = 1.14\ m$

Altezza travi $h = 1.3\ m$

Spessore soletta $s = 0.20\ m$

Larghezza carreggiata $L = 26.35\ m$

Di seguito una rappresentazione schematica dell'impalcato ripresa dagli elaborati grafici del progetto di ripristino corticale (**Figura 7-16**):

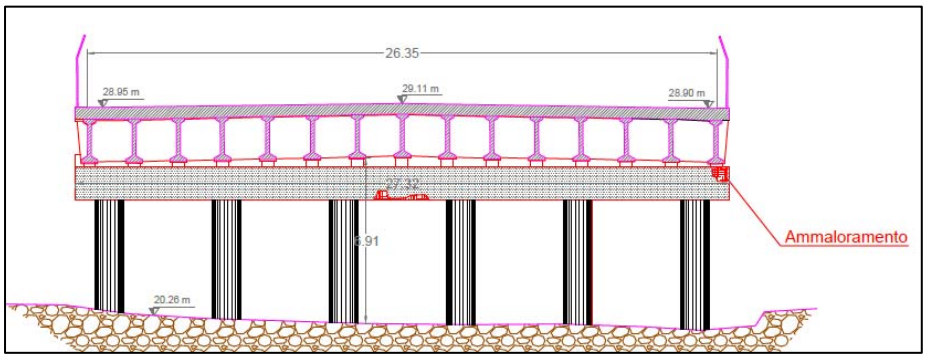


Tabella 7-16 - Geometria impalcato SS16 km 773+450

Data la tipologia costruttiva dell'impalcato e il periodo di costruzione, si assume che la relazione di calcolo sia stata effettuata con i coefficienti di distribuzione trasversale di Courbon.

7.6.5 Valutazione delle azioni

7.6.5.1 Analisi dei carichi permanenti

- Peso proprio della trave:

$$M_{s,g1t} = 358.6\ kNm$$

$$V_{s,g1t} = 65.2\ kNm$$

- Peso proprio soletta e traversi:

  Si assume che sulla trave di bordo gravi il traverso di bordo e metà del traverso interno.

$$A_{tr} = 0.3597 + \frac{1.233}{2} = 0.98\ m^2$$

  Per il traverso di testata, di spessore 40 cm:

$$P_{tr,t} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.40\ m^2\ x\ 0.98\ m^2 = 9.8\ kN$$

Per il traverso di campata, di spessore 30 cm:

$$P_{tr,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m^2\ x\ 0.98\ m^2 = 7.35\ kN$$

Lo spessore della soletta è pari a 20 cm, supponendo che il carico sia uniformemente distribuito sulle travi costituenti l'impalcato si ottiene:

$$g_{1,s} = \frac{27.35\ m}{24}\ x\ 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.20\ m = 5.70\frac{kN}{m}$$

Infine le caratteristiche della sollecitazione dovuti ai carichi di traversi e soletta valgono:

$$M_{s,g1s} = 425.7\ kNm$$

$$V_{s,g1s} = 83.5\ kNm$$

7.6.5.2 Analisi dei carichi permanenti non strutturali

- Cordoli

  I cordoli si assumono agenti interamente sulla trave di bordo dell'impalcato

$$g_{2,c} = 25\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.5\ m\ x\ 0.5\ m = 6.25\frac{kN}{m}$$

- Barriera di sicurezza
  La barriera di sicurezza e il paraghiaia si suppongono interamente sopportati dalla trave di bordo

$$g_{2,b} = 0.7 + 0.3 = 1\frac{kN}{m}$$

- Spartitraffico

  In accordo ai coefficienti di Courbon, la componente di sollecitazione dovuta ai carichi dello spartitraffico che prende la trave di bordo è pari a 0.0833

$$g_{2,ST} = 0.0833\ x\ 1\frac{kN}{m} = 0.08\ \frac{kN}{m}$$

- Pavimentazione stradale
  Si suppone che il carico della pavimentazione stradale sia uniformemente ripartito sulle travi costituenti l'impalcato.
  In accordo alla normativa dell'epoca di progetto, la pavimentazione stradale si considerava come carico pari a 200 kg/m²:

$$g_{2,p,ante} = 1.96\frac{kN}{m^2}\ x\ 22\ m\ x\frac{1}{24} = 1.797\frac{kN}{m}$$

Allo stato attuale la pavimentazione stradale ha raggiunto la parte superiore del cordolo. Si determina un carico pari a:

$$g_{2,p,post} = 23\frac{kN}{m^3}\ x\ 0.3\ m\ x\frac{22\ m}{12} = 6.33\frac{kN}{m}$$

Infine si determinano le sollecitazioni provocate dai precedenti carichi che risultano valere:

$$M_{s,g2.ante} = 487\ kNm$$

$$V_{s,g2,ante} = 55.6\ kNm$$

$$M_{s,g2.post} = 828.9\ kNm$$

$$V_{s,g2,post} = 150.7\ kNm$$

7.6.5.3 Carichi da traffico Norme 1962

Vengono di seguito rappresentati i Coefficienti di Courbon in forma tabellare (**Tabella7-17**):

Coefficienti di Courbon												
Luce di calcolo [m] =				22	Numero travi [-] =		24	Distanza trave di bordo [m] =			13.11	
e	-13.11	-11.97	-10.83	-9.69	-8.55	-7.41	-6.27	-5.13	-3.99	-2.85	-1.71	-0.57
k	-0.0733	-0.0633	-0.0533	-0.0433	-0.0333	-0.0233	-0.0133	-0.0033	0.0067	0.0167	0.0267	0.0367
e	0.57	1.71	2.85	3.99	5.13	6.27	7.41	8.55	9.69	10.83	11.97	13.11
k	0.0467	0.0567	0.0667	0.0767	0.0867	0.0967	0.1067	0.1167	0.1267	0.1367	0.1467	0.1567

Tabella 7-17 - Coefficienti di Courbon SS16 km 773+450

Di seguito riassunti in tabella i risultati dell'applicazione degli schemi di carico all'impalcato del ponte (**Tabella7-18**):

Calcolo carichi da traffico CSLP n.384 14/02/62								
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
6	55	11.42	0.1418	1.58	0.79	180	0	1.00
	70			5.45	2.73	180	1.05	0.95
	70			6.79	3.40	190	5.2	0.76
	190			10.10	5.05	70	8.56	0.61
	180			14.30	3.85	70	9.9	0.55
	180			15.35	3.32	55.00	13.77	0.37
				Momento soll. [kNm]	**386.22**		**Taglio soll. [kN]**	**84.87**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	8.12	0.1129	2	1.00	80	0	1.00
	40			5	2.50	40	3	0.86
	80			8	4.00	80	6	0.73
	40			11	5.50	40	9	0.59
	80			14	4.00	80	12	0.45
	40			17	2.50	40	15	0.32
	80			20	1.00	80	18	0.18
				Momento soll. [kNm]	**137.73**		**Taglio soll. [kN]**	**29.35**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	5.005	0.0856	2	1.00	80	0	1.00
	40			5	2.50	40	3	0.86
	80			8	4.00	80	6	0.73
	40			11	5.50	40	9	0.59
	80			14	4.00	80	12	0.45
	40			17	2.50	40	15	0.32
	80			20	1.00	80	18	0.18
				Momento soll. [kNm]	**104.40**		**Taglio soll. [kN]**	**22.25**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	1.895	0.0583	2	1.00	80	0	1.00
	40			5	2.50	40	3	0.86
	80			8	4.00	80	6	0.73
	40			11	5.50	40	9	0.59
	80			14	4.00	80	12	0.45
	40			17	2.50	40	15	0.32
	80			20	1.00	80	18	0.18
				Momento soll. [kNm]	**71.11**		**Taglio soll. [kN]**	**15.16**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	-1.215	0.0310	2	1.00	80	0	1.00
	40			5	2.50	40	3	0.86
	80			8	4.00	80	6	0.73
	40			11	5.50	40	9	0.59
	80			14	4.00	80	12	0.45
	40			17	2.50	40	15	0.32
	80			20	1.00	80	18	0.18
				Momento soll. [kNm]	**37.83**		**Taglio soll. [kN]**	**8.06**
Schema	Carico [kN]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	80	-4.325	0.0037	2	1.00	80	0	1.00
	40			5	2.50	40	3	0.86
	80			8	4.00	80	6	0.73
	40			11	5.50	40	9	0.59
	80			14	4.00	80	12	0.45
	40			17	2.50	40	15	0.32
	80			20	1.00	80	18	0.18
				Momento soll. [kNm]	**4.55**		**Taglio soll. [kN]**	**0.97**
Schema	Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	Carico [kN]	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Folla	2	13.42	0.1594	11	5.50	2	11	0.50
				Momento soll. [kNm]	**10.52**		**Taglio soll. [kN]**	**2.60**

Tabella 7-18 - Riassunto calcolo sollectazioni carichi da traffico di progetto impalcato SS16 km 773+450

Lo schema più gravoso risulta essere il 6, per quanto riguarda i carichi militari.

Si determina:

$$M_{s,Q1962} = 761.12\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.267$$

$$M_{s,Q1962} = 964.34\ kNm$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni di taglio, in accordo alla precedente tabella:

$$V_{s,Q1962} = 164.2\ kNm$$

Moltiplicato per il coefficiente di amplificazione dinamica

$$\phi = 1 + \frac{(100 - l_c)^2}{100(250 - l_c)} = 1.267$$

$$V_{s,Q1962} = 208.0\ kNm$$

Sommando tutti i contributi alle componenti di sollecitazione, si ottiene

$$M_S = M_{s,g1t} + M_{s,g1s} + M_{s,g2.ante} + M_{s,Q1962} = 2234.5\ kN$$

$$V_S = V_{s,g1t} + V_{s,g1s} + V_{s,g2.ante} + V_{s,Q1962} = 412.2\ kN$$

7.6.5.4 Carichi da traffico NTC

In accordo alle linee di influenza che massimizzano le sollecitazioni ricercate si dispongono lungo la campata del ponte i carichi come indicato dalle NTC, ottenendo i seguenti risultati (**Tabella7-19**):

Calcolo carichi da traffico NTC								
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
1	Tandem	150	11.675	0.1441	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	150			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	27			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**639.49**	**Taglio soll. [kN]**	**87.98**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
2	Tandem	100	8.675	0.1178	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	100			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	7.5			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**292.20**	**Taglio soll. [kN]**	**46.70**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
3	Tandem	50	5.675	0.0914	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	50			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	7.5			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**129.06**	**Taglio soll. [kN]**	**18.48**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Altra	Tandem	0	2.675	0.0651	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	0			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	7.5			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**22.23**	**Taglio soll. [kN]**	**0.49**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Altra	Tandem	0	-0.325	0.0388	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	0			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	7.5			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**13.25**	**Taglio soll. [kN]**	**0.29**
Corsia		Carico [kN, kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
Altra	Tandem	0	-3.325	0.0125	10.4	5.20	0	1.00
	Tandem	0			11	5.50	1.2	0.95
	Distribui	7.5			11.6	5.20	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**4.27**	**Taglio soll. [kN]**	**0.09**
Corsia		Carico [kN/m]	eccentricità trasversale [m]	C.te Courbon	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Momento	P.to applicazione longitudinale [m]	Coefficiente L.I. Taglio
folla		1.25	13.45	0.1596	11	5.50	11	0.50
					Momento soll. [kNm]	**12.07**	**Taglio soll. [kN]**	**2.20**

Tabella 7-19 - Riassunto calcolo sollecitazioni carichi da traffico NTC impalcato SS16 km 773+450

Il momento sollecitante dovuto ai carichi da traffico risulta quindi essere pari a:

$$M_{s,Q} = 1112.6\ kNm$$

$$V_{s,Q} = 156.2\ kN$$

In definitiva, combinando le precedenti allo SLU si ottiene:

$$M_s = \gamma_{G1} M_{s,g1} + \gamma_{G2} M_{s,g2} + \gamma_{Q1} M_{s,q} = 3608.1\ kNm$$
$$V_s = \gamma_{G1} V_{s,g1} + \gamma_{G2} V_{s,g2} + \gamma_{Q1} V_{s,q} = 600.5\ kN$$

7.6.6 Valutazione delle armature di precompressione

Per la valutazione delle sollecitazioni sulla trave si verificano con il metodo delle tensioni ammissibili le fasi riassunte nella seguente (**Tabella7-20**):

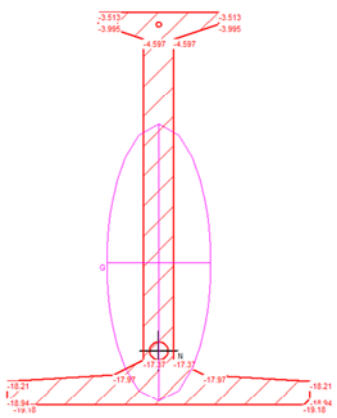
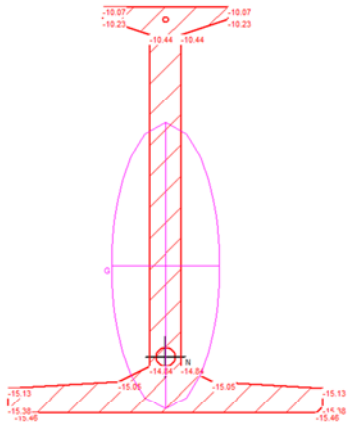
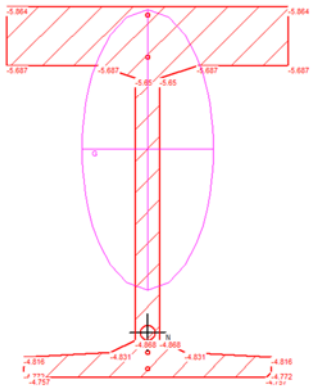
Fase 1 - Taglio dei trefoli		Fase 2 - Getto della soletta		Fase 3 - Esercizio con soletta collaborante	
Tiro trefoli [Mpa]	1250	Tiro trefoli [Mpa]	1250	Tiro trefoli [Mpa]	1100
R_{ck} trave [Mpa]	42	R_{ck} trave [Mpa]	55	f_{ck} soletta [Mpa]	20
Momento sollecitante [kNm]	358.6	Momento sollecitante [kNm]	784.3	Momento sollecitante [kNm]	2234.5
Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione		Tensioni sulla sezione	
					
Tensione compressione max [Mpa]	19.18	Tensione compressione max [Mpa]	16	Tensione compressione max [Mpa]	5.9
Tensione di compressione amm. [Mpa]	20.2	Tensione di compressione amm. [Mpa]	15.46	Tensione di compressione amm. [Mpa]	11
Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\	Tensione trazione max [Mpa]	\
Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68	Tensione di trazione amm. [Mpa]	1.68

Tabella 7-20 - Valutazione delle tensioni ammissibili nelle fasi di vita della sezione impalcato SS16 km 773+450

A seguito di alcune iterazioni si è arrivati alle seguenti caratteristiche della precompressione della trave:

- Tiro dei trefoli : 1250 Mpa
- Area dei trefoli : 20x0.6″ = 24.65 cm²
- Baricentro trefoli dal lembo superiore travi: 112.0 cm
- Armatura lenta inferiore: 2+2 ϕ12
- Armatura lenta soletta: 2 x ϕ8/20

7.6.7 Valutazione resistenze

7.6.7.1 Momento resistente

In accordo alle assunzioni sulla geometria e la disposizione delle armature precedentemente fatte, il momento resistente vale:

$$M_{Rd} = 4480\ kNm$$

7.6.7.2 Taglio resistente

Data la mancanza di riferimenti e informazioni circa la disposizione delle staffe nelle travi precompresse, risulta dificile la determinazione della resistenza a taglio lato acciaio. Considerando che le suddette travi non presentano sezione piena in testata, si ritiene verosimile l'ipotesi che la crisi della sezione avvenga lato CLS, si determina quindi un taglio resistente sull'appoggio pari a:

$$V_{Rcd} = 0.9\ d\ b_w\ \alpha_c\ \nu\ f_{cd} \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$
$$= 0.9\ x\ 1465\ mm\ x\ 100\ mm\ x\ 1.25\ x\ 0.5\ x\ 25.4 \frac{N}{mm^2}\ x\ \frac{(0 + 2.5)}{(1 + 6.25)} = 721.8\ kN$$

8 Proposta di rating basato sulle prestazioni

8.1 Premessa

Attualmente il rating dei ponti stradali, in Italia, è basato sulle ispezioni visive. La difettologia di un ponte si trova alla base dell'approccio multilivello delle linee guida sui ponti del CSLP e i gestori delle infrastrutture stradali operano programmando periodicamante delle ispezioni basate su considerazioni soggettive che a volte sono insufficienti a conoscere il vero stato di salute del ponte. Inoltre i tipi di collasso pericolosi sono quelli di tipo fragile che per via della loro natura non sono anticipati da segnali premonitori e quindi difettologia. In occasione del tirocinio curricolare svolto presso ANAS s.p.a. e relative campagne di ispezioni sul patrimonio esistente della sezione di Lecce, si sono svolte delle analisi sulle risorse statiche di alcuni impalcati cercando di evidenziare delle problematiche, dove esistenti, che non potessero essere rappresentate da una ispezione visiva basata sulla difettologia dell'opera. Dell'opera complessiva si è scelto di concentrarsi sull'impalcato, poiché in questo tipo di ponti stradali le opere in elevazione sono strutture massive poco suscettibili a cedimenti strutturali, le opere in fondazione manifestano difettologia nel caso di problemi statici, mentre gli impalcati sono più esposti ai problemi precedentemente citati.

8.2 Sintesi dei risultati ottenuti

In questo documento si sono analizzati alcuni ponti stradali, in particolare si sono valutate le risorse statiche degli impalcati nei confronti di sollecitazioni di momento in campata e taglio sull'appoggio.

L'obettivo è stato quello di individuare delle possibile discrepanze tra i risultati ottenuti con il rating difettologico basato sulle ispezioni visive e il rating prestazionale basato sulle risorse statiche dell'impalcato inteso come rapporto tra sollecitazioni agenti e resistenti.

Per perseguire questo obiettivo si è cercato di abbracciare la maggior parte delle tipologie di ponte presenti nella sezione staccata di Lecce, sede presso il quale si è svolto il tirocinio curricolare. In particolare ci si è trovati di fronte a due situazioni: la prima in cui non si avevano a disposizione i progetti, i disegni e le relazioni di calcolo originali ma solo il rilievo geometrico e poche indagini sulle caratteristiche meccaniche dei materiali e la seconda in cui sono state fornite le relazioni e i disegni di calcolo originali.

Per quanto riguarda la prima situazione, conoscendo la data di costruzione e in accordo alle normative, le ipotesi progettuali dell'epoca e sulla base di progetti con le medesime caratteristiche di cui si avevano informazioni circa la loro progettazione ed esecuzione si è

simulato il progetto originale stimando le caratteristiche geometriche delle armature presenti negli elementi costituenti l'impalcato.

Per entrambe le situazioni, mantenendo i criteri e le ipotesi progettuali dell'epoca si è ripetuto il calcolo delle azioni con i carichi da traffico delle attuali Norme Tecniche delle Costruzioni ed eventuali aumenti dei permanenti portati avvenuti nel corso degli anni.

In accordo alle indicazioni contenute nelle NTC si sono calcolate le resistenze dell'impalcato e infine confrontate con le sollecitazioni, sia con i carichi di progetto originali, sia con i carichi attuali effetuando il rapporto tra sollecitazioni e resistenze come indicatere delle risorse statiche dell'impalcato. Si è effettuata, inoltre, l'analisi delle risorse statiche di una sella Gerber che presentava fenomeni di leggera fessurazione, nell'intento di applicare il presente metodo anche a livello locale, e valutare la portata statica dei difetti.

In allegato le tabelle con la sintesi dei risultati ottenuti (**Tabella 10-1 a-b-c**).

Pur essendo tutti i coefficienti minori di 1, quindi in condizioni di sicurezza, si ha che le risorse statiche dell'impalcato sono minori rispetto a quelle ipotizzate in fase di progetto, per cui si ritiene che questa differenza sia importante da considerare al fine della valutazione di sicurezza del ponte.

8.3 Formula

Un indicatore delle prestazioni del ponte potrebbe, appunto, essere rappresentato dalla differenza tra risorse statiche determinate in fase di progetto e risorse statiche in esercizio attualmente, in quanto se molto elevata potrebbe essere sintomo di errori progettuali o carichi considerati in fase di progetto non rappresentativi di quelli ai quali è sottoposto il ponte attualmente. Basando il rating solo sulla difettologia, come avviene attualmente, questi aspetti potrebbero essere pericolsamente trascurati in quanto dei collassi di tipo fragile spesso non sono rilevabili da difetti.

Si propone, quindi, una formula che dia come risultato un voto da 1 a 10 rappresentativa delle prestazioni statiche del ponte in esame:

$$R = \frac{1}{\left(\zeta_{NTC18} - \zeta_{Prog}\right)}\left(\frac{1}{\zeta_{NTC18}}\right)$$

Dove

$\gamma_s = \frac{1}{\zeta_{NTC18}}$ = rapporto tra azioni e resistenze secondo NTC, e rappresenta il coefficiente di sicurezza a collasso del ponte.

$\frac{1}{\zeta_{NTC18} - \zeta_{Prog}}$ = fattore che tiene conto della riduzione di risorse statiche della specifica opera nel tempo dalla data di costruzione ad oggi..

Con R limitato ad avere massimo valore 10.

8.4 Analisi della formula

Si valutano ora i possibili casi estremi della formula per testarne l'applicabilità.

- $\zeta_{\mathrm{NTC18}} = \zeta_{\mathrm{Prog.}}$

Questo caso potrebbe presentarsi se il ponte è di recente costruzione, progettato con i carichi delle attuali NTC e che non ha avuto modifiche ai carichi permanenti strutturali.

In questo caso la formula tenderebbe ad infinito, quindi un rating molto alto. Il ponte è in sicurezza, quindi in linea con gli obiettivi della formula.

- $\zeta_{\mathrm{NTC18}} \gg \zeta_{\mathrm{Prog.}}$

Questo caso potrebbe presentarsi nel caso in cui le sollecitazioni sono state molto sottostimate in fase di progetto (errori di calcolo o normative inadeguate) oppure i carichi (permanenti o da traffico) sono aumentati notevolmente nel corso del tempo.

In questo caso la formula tenderebbe ad un valore molto basso, in linea quindi con gli obiettivi della formula.

- $\zeta_{\mathrm{NTC18}} < \zeta_{\mathrm{Prog.}}$

Questo caso si potrebbe presentare nel caso di ponti fortemente sovradimensionati, in cui i carichi considerati in fase di progetto sono maggiori di quelli presenti allo stato attuale.

La formula in questo caso degenererebbe in un valore negativo, non in linea con l'obiettivo della formula ma si ritiene che il presente caso possa presentarsi solo nel caso di un errore progettuale fortemente a favore di sicurezza oppure una modifica sostanziale ai carichi permanenti della struttura che di base richiede una valutazione approfondita in fase di progetto.

- $\zeta_{\mathrm{NTC18}} > 1$

Questo caso potrebbe presentarsi quando le risorse statiche dell'impalcato siano insufficienti ai carichi attualmente presenti sul ponte (sia lato permanenti che lato traffico)

Questa situazione viene presa in conto con il reciproco del coefficiente ζ_{NTC18^s}, infatti quanto maggiore di uno risulta essere il fattore ζ_{NTC18}, tanto minore sarà il suo reciproco e il rating sarà ridotto in maniera tanto maggiore quanto più si è a sfavore di sicurezza.

Al contrario, per valori di azioni e resistenze simili, per cui il loro rapporto vicino ad uno, la formula potrebbe degenerare nel caso in cui azioni di progetto e azioni attuali siano simili. Questa condizione darebbe come risultato un rating elevato ma il ponte, al contrario, meriterebbe un rating basso. Concretamente, indicherebbe una situazione in cui il ponte è di recente costruzione, con i carichi considerati in fase di progetto uguali a quelli che effetivamente transitano ma con risorse statiche tali da non garantire la sicurezza del ponte ($\zeta_{prog} \simeq \zeta_{NTC18} \simeq 1$), e si ritiene quindi improbabile che si presenti tale situazione.

In **allegato** una tabella nel quale sono riassunti i risultati di rating ottenuti (**Tabella 10-2**):

8.5 Tabella di interpretazione

L'interpretazione che si propone per la formula di rating precedentemente illustrata è la seguente:

Rating ponte Worst Condition Approach	Interpretazione
≥ 7	Prestazioni buone
5 - 6	Prestazioni sufficienti
≤ 4	Prestazioni scarse

Tabella 8-1 - Tabella di interpretazione rating proposto

8.6 Interpretazione dei risultati degli impalcati analizzati

Dalla tabella riassuntiva dei risultati di rating per gli impalcati da ponte analizzati (**Tabella 10-2**) si può notare come per le opere ubicate sulla SS274, SS101 e SS16 si siano ottenuti dei risultati bassi con prestazioni degli impalcati "scarse" secondo la tabella di interpretazione (**Tabella 8-1**). In questi casi le luci degli impalcati sono esigue e questi ultimi sono stati progettati secondo le sollecitazioni provocate da schemi di carichi militari. Pur essendo allo stato attuale le risorse statiche sufficienti alla libera circolazione dell'intero parco veicoli poiché $\zeta_{NTC} < 1$, queste ultime sono diminuite nel tempo allontanandosi da quelle stimate in fase di progetto, per questo si consigliano all'ente gestore degli approfondimenti sia per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti l'impalcato, sia per quanto riguarda la valutazione della portata statica della sovrastruttura, utilizzando metodi e modelli matematici più rappresentativi delle reali condizioni del ponte, in accordo alle

valutazioni di livello 4 delle Linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. In particolare, le opere che manifestano prestazioni minori ($R = 2$) sono quelle sulla SS274 al km 39+186 e sulla SS16 al km 763+000, i motivi sono da ricercarsi nella luce esigua per la prima e nell'aumento dei carichi permanenti portati dovuti agli strati di conglomerato bituminoso aggiunti nel tempo senza rimozione dei precedenti e all'installazione di spartitraffico di tipo New Jersey per la seconda, oltre all'aumento dei carichi da traffico in entrambe..

Le opere sulla SS 694 risultano, al contrario, molto performanti dal punto di vista del rating prestazionale. Gli impalcati in questo caso sono di più recente progettazione e costruzione e le luci di calcolo sono maggiori della serie di ponti precedentemente menzionati. L'opera sulla SS 685 sia dal punto di vista dell'analisi globale sia per quanto riguarda l'analisi locale della sella Gerber risulta avere prestazioni sufficienti. A causa di un evento sismico l'opera ha recentemente subito della manutenzione straordinaria, in particolare, mirato all'aumento della capacità portante della sella Gerber.

8.7 Conclusioni

La base delle valutazioni di sicurezza sui ponti attualmente in uso è di tipo difettologico indagato tramite ispezione visiva; questo metodo è influenzato dalla soggettività del giudizio e rischia di trascurare pericolosamente alcuni aspetti che forniscono il rating complessivo di un opera. Quello proposto in questo documento deve essere inteso come un'integrazione ai metodi di valutazione della sicurezza attualmente in uso, poiché, in modo oggettivo, cerca di coinvolgere all'interno della valutazione finale dell'opera aspetti quali carichi di progetto inadeguati a quelli attuali, carichi permanenti aumentati nel corso del tempo, risorse statiche nei confronti di meccanismi fragili insufficienti e possibili errori progettuali, difficilmente individuabili. Le valutazioni di tipo difettologico sono le più rappresentative dei fenomeni di degrado dell'opera ma dovrebbero essere accompagnate anche da indagini teoriche di tipo prestazionale del tipo proposto nel presente documento che non deve essere inteso come una valutazione sulla sicurezza statica del ponte, al quale si rimanda ai metodi poposti nelle vigenti norme tecniche e al livello 4 delle Linee Guida ma come una metodologia di facile e veloce applicazione che ha l'obiettivo di coinvolgere nella valutazione di sicurezza del ponte il maggior numero di aspetti che possano influire nella portata statica e nella sicurezza alla circolazione stradale. Concludendo, la presente metodologia si propone inserita nelle linee guida al livello 1, parallelamente alle indagini di tipo visivo e difettologico e influisca sulla determinazione della classe di attenzione declassandola di due, declassandola di uno o facendola rimanere uguale a seconda che il rating sia "*scarso*","*sufficiente*" o "*buono*".

.

9 Bibliografia

- "*Quando nel 1967 crollò il ponte di Ariccia e i giornali titolavano: in Italia nessuno controlla i ponti*"- Fabrizio Giusti, il mamilio.it
- "*Ponti e viadotti: la necessaria visione attuale*" - Franco Bontempi, Ediltecnico
- "*Affidabilità dei ponti, dei viadotti e dei cavalcavia stradali*" - Michele Gadioli, Azichem.it
- "*Analisi statica e sismica di un ponte con impalcato a struttura mista*" - Tesi di laurea, Nicola Cantelli
- "*Edifici esistenti in calcestruzzo armato*" - Maurizio Orlando, Seminario su vulnerabilità sismica e progetto di interventi su costruzioni di calcestruzzo armato
- "*NTC 2018 Valutazione della sicurezza dell'esistente*" - Andrea Barocci, Ediltecnico
- "*Gestione dei ponti esistenti: il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali*" - Pefano Riccardo, Ingenio
- "*Synthesis of National and International Methodologies Used for Bridge Health Indices*" Publication n°: FHWA-HRT-15-081
- "*Brasil bridge rating*" - Dipartimento Nazionale delle Infrastrutture e Trasporti (DNIT), Brasil.
- "*Verfahren zur Vorhersage des Umfangs von Brückensanierungen*" - Wicke M., Stehno G., Straninger W., Bergmeister, K. (1987), Straßenforschung Heft 338, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien.
- "*Manual for bridge evaluation*" - American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- "*Linea Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*" - Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019.
- "*Toward a Uniform Bridge Management System for Australia and New Zealand*" - Rummey, G.D., and Dowling, B.L., Austroads Bridge Conference, Hobart, Tasmania, Australia.
- "*Guidelines for Sampling, Assessing, and Restoring Defective Grout in Prestressed Concrete Bridge Post-Tensioning Duct*" - FHWA-HRT-13-028
- "*Bridge Preservation and Maintenance in Europe and South Africa*" - Hearn, G., Puckett, J., Friedland, I., Everett, T., Hurst, K., Romack, G., Christian, G., Shepard, R., Thompson, T., and Young R., Report No. FHWA-PL-05-002.
- "*Bridge Condition Indicator, Guidance Note on Bridge Inspection Reporting*" - CSS Bridges Group.
- "*UAV Photogrammetry for Concrete Bridge Inspection Using Object-Based Image Analysis*" di Zollini, Alicandro, Dominici, Quaresima, Giallonardo.
- "*Giornate del cemento armato precompresso*" - A.N.I.C.A.P. - Roma 1954
- "*Design and Behavior of Dapped-End Beams*" - A.H. Mattock, T.C. Chan
- "*Half-joint assessment of concrete bridges: strut and tie model development and FEM validation*" Tesi di laurea - R. Asso

10 Allegati

Tabella 10-1 a-b-c - Sintesi risultati sulle risorse statiche degli impalcati analizzati

Ubicazione	SS 274 km 11+840				SS 274 km 33+440				SS274 km 39+186				SS101 km 35+269				SS16 km 763+000				SS 16 km 773+450			
Periodo di costruzione	Anni '70				Anni '70				Anni '70				Anni '70				Anni '70				Anni '70			
Normativa di riferimento	Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972				Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972				Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972				Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972				Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972				Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1972			
Luce [m]	16.7				10.3				12				16.5				17.5				22			
Ipotesi di calcolo azioni	Courbon				Courbon				Courbon				Courbon				Courbon				Courbon			
Tecnologia costruttiva	Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali				Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali				Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali				Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali				Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali				Travi c.a.p. fili aderenti orizzontali			
Livello degrado	Basso				Basso				Medio-Basso				Basso				Medio-Basso				Basso			
Progetto originale	Solo disegni				Simulato				Simulato				Simulato				Simulato				Simulato			
Sollecitazioni	Di progetto		Attuali		Di progetto		Attuali		Di progetto		Attuali		Di progetto		Attuali		Di progetto		Attuali		Di progetto		Attuali	
	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	2343	540.4	3167	808.7	565.3	201	1109.2	446.5	628.5	227.7	1616.5	563	1571.9	460.8	3182.3	754.6	1345.3	470.6	3832.3	869.1	2234.5	412.2	3608.1	600.5
Resistenze	Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})	
	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	3270	1574	3167	808.7	1576	582.3	1109.2	446.5	1791	582	1616.5	563	4305	941.5	3182.3	754.6	4439	941.5	3832.3	869.1	4480	721.8	3608.1	600.5
Risorse statiche (ζ)	Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})		Di progetto (ζ_{cmg})		Attuali (ζ_{NTC})	
	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]
	0.7165	0.3433	0.9685	0.5138	0.3587	0.3452	0.7038	0.7668	0.3509	0.3912	0.9026	0.9674	0.3651	0.4894	0.7392	0.8015	0.3031	0.4998	0.8633	0.9231	0.4988	0.5711	0.8054	0.8319

Ubicazione	SS 694 - Opera 2				SS 694 - Opera 4				SS 694 - Opera 11				SS 694 - Opera 12	
	Impalcato 11		Impalcato 4		Impalcato 1		Impalcato 4		Impalcato 1		Impalcato 3		Impalcato 1	
Periodo di costruzione	Anni '90		Anni '90		Anni '90		Anni '90		Anni '90		Anni '90		Anni '90	
Normativa di riferimento	D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92		D.M. 14/02/92	
Luce [m]	37.6		25.9		19.7		36.4		16.94		33.3		35.3	
Ipotesi di calcolo azioni	Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares		Massonet-Guyon-Bares	
Tecnologia costruttiva	Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti		Travi c.a.p. fili aderenti	
Livello degrado	Basso		Basso		Basso		Basso		Basso		Basso		Basso	
Progetto originale	Completo		Completo		Completo		Completo		Completo		Completo		Completo	
Azioni	Di progetto		Di progetto		Di progetto		Di progetto		Di progetto		Di progetto		Di progetto	
	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	9904.3	1053.6	4970.7	767.7	3087.9	628.1	9176.1	1041	2352.7	555.5	7919.6	951.3	7658.6	948.6
	Attuali		Attuali		Attuali		Attuali		Attuali		Attuali		Attuali	
	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	12395	1337.7	6276	1013.9	4405.3	1068.4	12254	1385.1	2998.6	771.7	9819.4	1207.2	10815	1224.3
Resistenze	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	20250	2040	9980	1744	6030	1744	19590	2039.7	4613	1744	14148	2251.7	13185	4101
Risorse statiche (Q)	Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})		Di progetto (ξ_{scap})	
	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]
	0.4891	0.5165	0.4981	0.4402	0.5121	0.3601	0.4684	0.5104	0.51	0.3185	0.5598	0.4225	0.5809	0.2313
	Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})		Attuali (ξ_{sprc})	
	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]	Momento [-]	Taglio [-]
	0.6121	0.6557	0.6289	0.5814	0.7306	0.6126	0.6255	0.6791	0.65	0.4425	0.694	0.5361	0.8203	0.2985

Ubicazione	Svincolo SS 685 - SS 4	
	Impalcato	Sella Gerber
Periodo di costruzione	Anni '70	Anni '70
Normativa di riferimento	Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1973	Norme carichi ponti stradali 1962 D.M. 30 Maggio 1974
Luce [m]	22.1	Analisi locale
Ipotesi di calcolo azioni	Trave appoggiata	Trave appoggiata
Tecnologia costruttiva	Cassone in c.a.p.	Sella Gerber
Livello degrado	N.A.	Medio bassa
Progetto originale	Completo	Completo
Azioni	Di progetto	Di progetto
	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	9287.4	2184.8
	Attuali	Attuali
	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	12497	2790.6
	Momento [kNm]	Taglio [kN]
	14897	3662.7
Resistenze	Di progetto (ζ_{sorg})	Di progetto (ζ_{sorg})
	Momento [-]	Taglio [-]
	0.6234	0.5965
	Attuali (ζ_{sorc})	Attuali (ζ_{sorc})
	Momento [-]	Taglio [-]
	0.8389	0.7619
Risorse statiche (ζ)	2084	3014.9
	0.5153	0.7455

Tabella 10-2 - Sintesi dei rating ottenuti per i ponti analizzati

Ubicazione		Risorse statiche						Fattore 1	Coeff. di sicurezza	Rating	**Rating ponte Worst Condition Approach**
SS 274 km 11+840		Di progetto	M	0.7165	Attuali	M	0.9685	4	1.033	4	**4**
			T	0.3433		T	0.5138	6	1.946	10	
SS 274 km 33+440		Di progetto	M	0.3587	Attuali	M	0.7038	3	1.421	4	**3**
			T	0.3452		T	0.7668	2	1.304	3	
SS274 km 39+186		Di progetto	M	0.3509	Attuali	M	0.9026	2	1.108	2	**2**
			T	0.3912		T	0.9674	2	1.034	2	
SS101 km 35+269		Di progetto	M	0.3651	Attuali	M	0.7392	3	1.353	4	**4**
			T	0.4894		T	0.8015	3	1.248	4	
SS16 km 763+000		Di progetto	M	0.3031	Attuali	M	0.8633	2	1.158	2	**2**
			T	0.4998		T	0.9231	2	1.083	2	
SS 16 km 773+450		Di progetto	M	0.4988	Attuali	M	0.8054	3	1.242	4	**4**
			T	0.5711		T	0.8319	4	1.202	5	
SS 694 - Opera 2	Imp. 11	Di progetto	M	0.4891	Attuali	M	0.6121	8	1.634	10	**10**
			T	0.5165		T	0.6557	7	1.525	10	
	Imp. 4	Di progetto	M	0.4981	Attuali	M	0.6289	8	1.590	10	**10**
			T	0.4402		T	0.5814	7	1.720	10	
SS 694 - Opera 4	Imp. 1	Di progetto	M	0.5121	Attuali	M	0.7306	5	1.369	7	**7**
			T	0.3601		T	0.6126	4	1.632	7	
	Imp. 4	Di progetto	M	0.4684	Attuali	M	0.6255	6	1.599	10	**9**
			T	0.5104		T	0.6791	6	1.473	9	
SS 694 - Opera 11	Imp. 1	Di progetto	M	0.51	Attuali	M	0.65	7	1.538	10	**10**
			T	0.3185		T	0.4425	8	2.260	10	
	Imp. 3	Di progetto	M	0.5598	Attuali	M	0.694	7	1.441	10	**10**
			T	0.4225		T	0.5361	9	1.865	10	
SS 694 - Opera 12	Imp. 1	Di progetto	M	0.5809	Attuali	M	0.8203	4	1.219	5	**5**
			T	0.2313		T	0.2985	15	3.350	10	
Svincolo SS 685 - SS 4	Imp.	Di progetto	M	0.6234	Attuali	M	0.8389	5	1.192	6	**6**
			T	0.5965		T	0.7619	6	1.313	8	
	Sella Gerber	Di progetto		0.5153	Attuali	0.7455		4	1.341	5	**5**

11 Indice delle figure

Figura 1-1 - Crollo statale Milano - Lecco 2
Figura 1-2 - Crollo ponte SS 626 2
Figura 1-3 - Crollo ponte Morandi 2
Figura 2-1 - Classiificazione del danno UK's BCI 6
Figura 2-2 - Classificazione della gravità UK's BCI 6
Figura 2-3 - Combinazione estensione e severità UK's BCI 7
Figura 2-4 - Fattore di importanza UK's BCI 7
Figura 2-5 - Salute del ponte UK's BCI 8
Figura 2-6 - Sistema punteggio DER South Africa's BCI 9
Figura 2-7 - Diagramma di flusso Australia's BCN 11
Figura 2-8 - Condizione dell'elemento Australia's BCN 11
Figura 2-9 - Fattore d'importanza del gruppo strutturale Australia's BCN 12
Figura 2-10 - Interpretazione Australia's BCN 12
Figura 2-11 - Livello stabilità del ponte Germany's BCI 13
Figura 2-12 - Livello sicurezza del traffico Germany's BCI 13
Figura 2-13 - Livello durabilità del ponte Germany's BCI 14
Figura 2-14 - Livello estensione danno Germany's BCI 14
Figura 2-15 - Coefficiente occorrenze del danno 1 Germany's BCI 15
Figura 2-16 - Coefficiente occorrenze del danno 2 Germany's BCI 15
Figura 2-17 - Influenza componente sugli altri 15
Figura 2-18 - Brasil Condition rating 16
Figura 2-19 - Scheda di valutazione piano stradale Brasil Rating 17
Figura 2-20 - Scheda di valutazione struttura portante Brasil Rating 17
Figura 2-21 - Scheda di valutazione sottostruttura Brasil Rating 18
Figura 2-22 - Scheda di valutazione fondazioni Brasil Rating 18
Figura 2-23 - Scheda di valutazione accesso al ponte Brasil Rating 18
Figura 2-24 - Overall Brasil rating 18
Figura 2-25 - Metodo ARTESP Brasil Rating 19
Figura 2-26 - Stralcio tabella Publication No. AP-R252/04 Australian BHI 20
Figura 2-27 - Valutazione salute di un elemento del ponte Australia's BHI 21
Figura 2-28 - Valutazione condizione elementi del ponte Austria's QBR 21
Figura 2-29 - Silver Bridge in Virginia 23
Figura 2-30 - FHWA Bridge management system 25
Figura 2-31 - AASHTO Manual for Bridge evaluation 26
Figura 2-32 - Condition factor Manuale AASHTO 28
Figura 2-33 - system factor Manuale AASHTO 29
Figura 2-34 - AASHTO Design Load 30
Figura 2-35 - AASHTO Legal load 30
Figura 2-36 - AASHTO Permit load 31
Figura 2-37 - Fattori di carico AASHTO 32
Figura 2-38 - Schema del Bridge sufficiency Rating 33
Figura 2-39 - stralcio codici identificativi degli elementi del ponte 34
Figura 2-40 - Grafico per la valutazione di H per SR 34
Figura 2-411 - Stralcio codici identificativi elementi ponte SR 35
Figura 2-42 - Riduzione per lunghezza della deviazione SR 35
Figura 2-43 - Crollo ponte Ariccia 1967 37
Figura 2-44 - Articolo sul crollo del ponte di Ariccia 37
Figura 2-45 - Stralcio articolo sui ponti "la Stampa" 38
Figura 2-46 - Norme Tecniche per le Costruzioni 17/01/18 40
Figura 2-47 - Schema di carico 1 NTC18 42
Figura 2-48 - Coefficienti di sicurezza parziali azioni da traffico NTC18 42
Figura 2-49 - Livelli di conoscenza opere esistenti NTC18 42
Figura 2-50 - Schema approccio multilivello secondo le Nuove Linee Guida 44

Indice delle figure

FIGURA 2-51 - STRALCIO SCHEDA DI CENSIMENTO PONTI LIVELLO 0 44
FIGURA 2-52 - STRALCIO SCHEDA D'ISPEZIONE PONTI LIVELLO 1 45
FIGURA 2-53 - SHEMA DI DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ATTENZIONE 45
FIGURA 2-54 - SCHEMA DI DETERMINAZIONED ELLA CLASSE DI ATTENZIONE 46
FIGURA 3-1 - ESEMPIO DATI NATIONAL BRIDGE INVENTORY 48
FIGURA 3-2 - ISPEZIONE DI DANNI 49
FIGURA 3-3 - ISPEZIONE APPROFONDITA 49
FIGURA 3-4 - LINEE GUIDA FHWA CAVI POST-TESI 51
FIGURA 3-5 - PARAMETRI CONDIZIONI DEL PONTE 53
FIGURA 3-6 - PARAMETRI PROGETTO ORIGINALE DEL PONTE 53
FIGURA 3-7 - PARAMETRI VALUTAZIONE VISVA DEL PONTE 53
FIGURA 3-8 - PARAMETRI GEOMETRIA DEI CAVI DEL PONTE 53
FIGURA 3-9 - PESO DELL'INDICATORE DI DIFETTO 54
FIGURA 3-10 - PARAMETRI COSTO DI MANUTENZIONE 54
FIGURA 3-11 - PARAMETRI ROBUSTEZZA DELL'OPERA 54
FIGURA 3-12 - PARAMETRI IMPORTANZA DEL PONTE 54
FIGURA 3-13 - PESO DELL'INDICATORE DI COLLASSO 55
FIGURA 3-14 - MATRICE DI STIMA DEL RISCHIO 55
FIGURA 3-15 - STIMA FRAZIONE DI CAVI DIFETTOSI NON RILEVATI 56
FIGURE 3-16 A-B - N° MINIMO CAVI DA CAMPIONARE 56
FIGURA 3-17 - PERCORSO DECISIONALE LIVELLO 1 57
FIGURA 3-18 - PERCORSO DECISIONALE LIVELLO 2 57
FIGURA 3-19 - CIRCOLARE MINISTERIALE N° 6736-61-A1 DEL 19/7/67 58
FIGURA 3-20 - MANUALE DELLA SORVEGLIANZA ASPI 59
FIGURA 3-21 - SISTEMA CODIFICA ALFANUMERICA ASPI 60
FIGURA 3-22 - SCOMPOSIZIONE OPERA ASPI 62
FIGURA 3-23 - PARTI D'OPERA ASPI 63
FIGURA 3-24 - SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALIZZAZIONE DIFETTI ASPI 63
FIGURA 3-25 - CARATTERIZZAZIONE DIFETTI ASPI 64
FIGURA 3-26 - IDENTIFICAZIONE CLASI DI DEGRADO ASPI 64
FIGURA 3-27 - MATRICE GIUDIZIO DI DIFETTOSITÀ ASPI 64
FIGURA 3-28 - VALORI COEFFICIENTE I 65
FIGURA 3-29 - LIVELLO COMPLESSIVO DI DIFETTOSITÀ DELL'OPERA 65
FIGURA 3-30 - MANUALE D'ISPEZIONE ANAS 66
FIGURA 3-31 - STRALCIO CATALOGO DIFETTI ANAS 67
FIGURA 3-32 - STRALCIO SCHEDA ISPEZIONI LLGG20 67
FIGURA 3-33 - ESEMPIO SCHEDA DI DIFETTOSITÀ LLGG20 68
FIGURE 3-34 A-B - RISULTATI STUDIO SULL'EFFICACIA DELLE ISPEZIONI VISIVE 69
FIGURA 3-35 - ISPEZIONE VISIVA 69
FIGURE 3-36 A-B - LOCALIZZAZIONE PONTE OGGETTO DI ISPEZIONE 71
FIGURA 3-37 - VISTA D'INSIEME PONTE OGGETTO DI ISPEZIONE 72
FIGURA 3-38 - VISTA SPALLA VISIBILE 72
FIGURA 3-39 - VISTA PILA 72
FIGURA 3-40 - VISTA ZONA D'APPOGGIO 73
FIGURA 3-41 - VISTA TESTATE 73
FIGURA 3-42 - VISTA DIFETTI IMPALCATO 74
FIGURA 3-43 - CAVALCAVIA VIA CAMPO DI PILE 75
FIGURA 3-44 - SCHEMA RILIEVO FOTOGRAMMETRICO 76
FIGURA 3-45 - MODELLO TRIDIMENSIONALE 77
FIGURA 3-46 - PARTICOLARE ZONA PILA 78
FIGURA 3-47 - IMMAGINE VETTORIALE METODOLOGIA OBIA 78
FIGURE 3-48 A-B - RISULTATI METODOLOGIA OBIA 79
FIGURA 3-49 - VISTA D'INSIEME PONTE VERBANIA 79
FIGURA 3-50 - DISPOSIZIONE RETE TOPOGRAFICA 80
FIGURE 3-51 A-B-C - FASI DI ACQUISIZIONE DATI IN LOCO 80

Indice delle figure

FIGURA 3-52 A-B - OUTPUT RILIEVO TOTOGRAMMETRICO 81
FIGURA 4-1 A-B - TRACCE DI SCOLO SS 274 KM 11+850 82
FIGURA 4-2 - DOCUMENTAZIONE SUPPORTO CASO STUDIO SS274 83
FIGURA 4-3 A-B - DISEGNI DI PROGETTO CASO STUDIO SS274 84
FIGURA 4-4 - APPLICAZIONE SCHEMA DI CARICO 4 ALL'IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS 274 KM 11+850 90
FIGURA 4-5 - APPLICAZIONE DELLO SCHEMA DI CARICO 5 ALL' IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS 274 KM 11+850 90
FIGURA 4-6 - APPLICAZIONE DELLO SCHEMA DI CARICO 6 ALL'IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS 274 KM 11+850 91
FIGURA 4-7 - APPLICAZIONE DELLO SCHEMA DI CARICO 1 ALL'IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS 274 KM 11+850 91
FIGURA 4-8 - COEFFICIENTI DI COURBON CASO STUDIO SS274 KM 11+850 94
FIGURA 4-9 A-B - LINEA D'INFLUENZA MOMENTO FLETTENTE PER SCHEMI MILITARI CASO STUDIO SS274 KM 11+850 94
FIGURA 4-10 - DISTRIBUZIONE TRASVERSALE CARICHI MILITARI SU IMPALCATO CASO STUDIO SS274 KM 11+850 95
FIGURA 4-11 - LINEA INFLUENZA TAGLIO 97
FIGURA 4-12 - DISTRIBUZIONE CARICHI SCHEMA 5 SULL'IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS274 KM 11+850 97
FIGURA 4-13 - DISTRIBUZIONE CARICHI SCHEMA 1 SULL'IMPALCATO DEL CASO STUDIO SS274 KM 11+850 97
FIGURA 4-14 - LINEA D'INFLUENZA CARICHI MILITARI SS274 KM 11+850 98
FIGURA 4-15 - LINEA D'INFLUENZA CARICHI AUTOCARRI SS274 KM 11+850 98
FIGURA 4-16 - DISTRIBUZIONE TRASVERSALE CARICHI SCHEMA 5 CASO STUDIO SS274 KM 11+850 99
FIGURA 4-17 - STATO ATTUALE PAVIMENTAZIONE STRADALE CASO STUDIO SS 274 KM 11+850 100
FIGURA 4-18 - CORSIE CONVENZIONALI SECONDO NTC18 102
FIGURA 4-19 - INTENSITÀ CARICHI SECONDO NTC18 103
FIGURA 4-20 - DISPOSIZIONE CARICHI SECONDO NTC18 103
FIGURA 4-21 - LINEA D'INFLUENZA MOMENTO FLETTENTE 104
FIGURA 4-22 - DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE CARICHI NTC IMPALCATO CASO STUDIO SS274 KM 11+850 104
FIGURA 4-23 - DISTRIBUZIONE TRASVERSALE CARICHI NTC SU IMPALCATO CASO STUDIO SS274 KM 11+850 104
FIGURA 4-24 - LINEA D'INFLUENZA CARICO TANDEM NTC CASO STUDIO SS274 KM 11+850 105
FIGURA 4-25 - LINEA D'INFLUENZA CARICHI DIISTRIBUITI NTC CASO STUDIO SS274 KM 11+850 105
FIGURA 4-26 - DISTRIBUZIONE TRASVERSALE CARICHI TANDEM NTC CASO STUDIO SS274 KM 11+850 106
FIGURA 4-27- DISTRIBUZIONE TRASVERSALE CARICHI DISTRIBUITI NTC CASO STUDIO SS274 KM 11+850 107
FIGURA 4-28 - LINEA D'INFLUENZA TAGLIO 108
FIGURA 4-29 - DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE CARICHI NTC MASSIMIZZAZIONE TAGLIO SULL'APPOGGIO 108
FIGURA 4-30 A-B - DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE CARICHI NTC MASSIMIZZAZIONE TAGLIO SULL'APPOGGIO 109
FIGURA 4-31 - SCHEMATIZZAZIONE CARICHI VENTO 112
FIGURA 4-32 - SCHEMATIZZAZIONE CARICHI VERTICALI DA VENTO 112
FIGURA 4-33 - SCHEMATIZZAZIONE CARICHI VERTICALI DA VENTO IN ACCORDO AI COEFFICEINTI DI COURBON 113
FIGURA 4-34 A-B - COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI E DI CONTEMPORANEITÀ AZIONI IN ACCORDO A NTC 18 114
FIGURA 4-35 - STRALCIO DISEGNI DI PROGETTO SEZIONE TRASVERSALE TRAVE PRECOMPRESSA 118
FIGURA 4-36 - SCHEMATIZZAZIONE DI CALCOLO ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE TRAVE 118
FIGURA 4-37 - TENSIONI SEZIONE TRAVE AL TAGLIO DEI TREFOLI 120
FIGURA 4-38 - TENSIONI TRAVE IN ESERCIZIO 122
FIGURA 4-39 - FATTORI DI CONFIDENZA ASSOCIATI AI LIVELLI DI CONOSCENZA SECONDO NTC18 123
FIGURA 4-40 - SCHEMATIZZAZIONE ARMATURE TRAVE PER IL CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE 125
FIGURA 4-41 - TENSIONI TRAVE ALLO SLU 126
FIGURA 4-42 A-B-C - STRALCI DIESGNI DI PROGETTO ARMATURA TRASVERSALE 126
IN TESTATA, SI HANNO LE SEGUENTI INFORMAZIONI RIGUARDO L'ARMATURA TRASVERSALE (**FIGURA 4-43 A-B-C**): 126
FIGURA 4-44 - TENSIONI DI PROGETTO ARMATURA IMPALCATO 127
FIGURA 5-1 - CASO STUDIO VIADOTTO SS 685 129
FIGURA 5-2 A-B - STRALCI DISEGNI DI PROGETTO IMPALCATO 130
FIGURA 5-3 - SEZIONE CASSONE 132
FIGURA 5-4 - DISRTIBUZIONE CARICHI DA PESO PROPRIO ELELEMENTI STRUTTURALI 133
FIGURA 5-5 - STATO DI FATTO PAVIMERNTAZIONE STRADALE 135
FIGURA 5-6 - STRALCIO TABELLA SOLLECITAZIONI DI PROGETTO 137
FIGURA 5-7 - CORSIE CONVENZIONALI IN ACCORDO ALLE NTC 137
FIGURA 5-8 - INTENSITÀ CARICHI DA TRAFFICO NTC 138
FIGURA 5-9 - SCHEMATIZZAZIONE TRASVERSALE CARICHI DA TRAFFICO 138
FIGURA 5-10 - DISTRIBUZIONE LONGITUDINALE MASSIMIZZAZIONE MOMENTO CAMPATA CARICO TANDEM NTC 139

Figura 5-11 - Distribuzione longitudinale massimizzazione momento campata carico distribuito NTC 139
Figura 5-12 - Distribuzione longitudinale massimizzazione taglio appoggio carico tandem NTC 140
Figura 5-13 - Distribuzione longitudinale massimizzazione taglio appoggio carico distribuito NTC 140
Figura 5-14 - Distribuzione longitudinale massimizzazione reazione vincolare carico tandem NTC 141
Figura 5-15 - Distribuzione longitudinale massimizzazione reazione vincolare carico distribuito NTC 142
Figura 5-16 - Stralcio tabella sollecitazioni di progeto carichi da traffico 143
Figura 5-17 - Risultati prove di compressione CLS 144
Figura 5-18 - Risultati prove di trazione acciaio 144
Figura 5-19 - Schematizzazione armature longitudinali impalcato 145
Figura 5-20 - Tensioni allo SLU sezione mezzeria impalcato 146
Figura 5-21 a-b - Stralcio disegni originali armatura trasversale 147
Figura 5-22 - documentazione fotografica ispezione sella Gerber 149
Figura 5-23 - Ipotesi superficie di rottura sella Gerber 150
Figura 5-24 - Schema forze d'equilibrio sella Gerber 150
Figura 5-25 - Modello Strut&Tie sella Gerber 153
Figura 5-26 - Schema A modello Strut&Tie 154
Figura 5-27 - Indicazioni appoggi da indagini geometriche in loco 154
Figura 5-28 - Modello Strut zona CTT 155
Figura 5-29 - Modello Strut zona CTT 155
Figura 5-30 - Modello Strut&Tie schema B 157
Figura 6-1 - Stralcio scheda difettologca "tracce di scolo" 160
Figura 6-2 - Stralcio scheda difettologica "macche di umidità attiva" 160
Figura 6-3 - Livelli di difettosità LLGG 160
Figura 6-4 - Documentazione fotografica ispezione visiva 164
Figura 6-5 - Stralcio documentazione di progetto sui materiali 164
Figura 6-6 - Corsie convenzionali NTC 166
Figura 6-7 - Intensità carichi NTC 166
Figura 6-8 - Rappresentazione grafica coefficienti di G-M-B opera 2 impalcato 11 168
Figura 6-9 - Liena d'influenza momento flettente in campata 168
Figura 6-10 - Schematizzazione sezione con armature lente e di precompressione opera 2 impalcato 11 172
Figura 6-11 - Linea d'influenza momento flettente sull'appoggio 172
Figura 6-12 - Documentazione fotografica Opera 11 195
Figura 6-13 - Stralcio documentazione fotografica Opera 12 208
Figura 6-14 - Rppresentazione grafica impalcato Opera 12 210
Figura 6-15 - Ripartizione trasversale carichi Opera 12 213
Figura 6-16 - Linea d'influenza momento flettente campata Opera 12 213
Figura 6-17 - Linea d'influenza taglio sull'appoggio Opera 12 215
Figura 6-18 a-b-c - Caratteristiche meccaniche trave Opera 12 216
Figura 6-19 a-b-c-d - Caratteristiche meccaniche armatura trasversale trave Opera 12 217
Figura 7-1 - Stralcio documentazione fotografica SS274 km 33+430 219
Figura 7-2 - Stralcio indagini su CLS soletta SS274 km 33+430 220
Figura 7-3 - Geometria sezione trave TAS 80 221
Figura 7-4 - Geometria impalcato SS274 km 33+430 221
Figura 7-5 - Disposizione carichi militar in accordo ai coefficienti di Courbon SS274 km 33+430 224
Figura 7-6 - Disposizione carichi schema 5 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente 225
Figura 7-7 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente 225
Figura 7-8 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del momento flettente 226
Figura 7-9 - Disposizione carichi schema 5 in accordo alla linea d'influenza del taglio 227
Figura 7-10 - Disposizione carichi schema 1 in accordo alla linea d'influenza del taglio 227
Figura 7-11 - Disposizione carichi schema 3 in accordo alla linea d'influenza del taglio 227
Figura 7-12 - Disposizione carichi NTC in accordo ai coefficienti di Courbon SS274 km 33+430 229
Figura 7-13 - Disposizione carichi NTC in accordo alla linea d'influenza del momento flettente 229
Figura 7-14 Disposizione carichi NTC in accordo alla linea d'influenza del taglio 229
Figura 7-15 - Tensioni fase 1 SS274 km 33+410 232
Figura 7-16 - Tensioni fase 2 SS274 km 33+410 232

Indice delle figure

FIGURA 7-17 - TENSIONI FASE 3 SS274 KM 33+410 233
FIGURA 7-18- STRALCIO DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SS274 KM 19+186 234
FIGURA 7-19 -- GEOMETRIA IMPALCATO SS274 KM 33+430 236
FIGURA 7-20 - STRALCIO DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ISPEZIONI SS101 KM 35+269 244
FIGURA 7-21 - GEOMETRIA IMPALCATO SS101 KM 35+269 246
FIGURA 7-22 - STRALCIO DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ISPEZIONI SS16 KM 763+000 254
FIGURA 7-23 - GEOMETRIA IMPALCATO SS16 KM 763+000 256
FIGURA 7-24 - PARTICOLARE FOTOGRAFICO ASSENZA TRAVERSI DI BORDO 256

12 Indice delle tabelle

TABELLA 4-1 - COEFFICIENTI DI COURBON CASO STUDIO SS274 KM 11+850 94
TABELLA 4-2 - VALUTAZIONE CENTRO DI MASSA IMPALCATO SS 274 KM 11+850 111
TABELLA 6-1 A-B - INTERPOLAZIONE COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE TABELLATI G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 11 167
TABELLA 6-2 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 11 167
TABELLA 6-3 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 2 IMPALCATO 11 169
TABELLA 6-4 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 11 170
TABELLA 6-5 - COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI SECONDO NTC 171
TABELLA 6-6 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 11 173
TABELLA 6-7 - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 11 173
TABELLA 6-8 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 4 177
TABELLA 6-9 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 2 IMPALCATO 4 177
TABELLA 6-10 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 4 178
TABELLA 6-11 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 4 179
TABELLA 6-12 - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 4 179
TABELLA 6-13 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ISPEZIONE VISIVA OPERA 4 182
TABELLA 6-14 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 1 185
TABELLA 6-15 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 4 IMPALCATO 1 185
TABELLA 6-16 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 1 186
TABELLA 6-17 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 1 187
TABELLA 6-18 - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 1 187
TABELLA 6-19 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 4 190
TABELLA 6-20 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 4 IMPALCATO 4 191
TABELLA 6-21 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 4 191
TABELLA 6-22 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 4 192
TABELLA 6-23 - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 4 IMPALCATO 4 192
TABELLA 6-24 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 1 198
TABELLA 6-25 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 11 IMPALCATO 1 199
TABELLA 6-26 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 4 199
TABELLA 6-27 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 1 200
TABELLA 6-28 - - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 1 200
TABELLA 6-29 - COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DI CARICO SECONDO G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 3 203
TABELLA 6-30 - MOMENTI FLETTENTI MEDI DOVUTI AI CARICHI DA TRAFFICO OPERA 11 IMPALCATO 3 204
TABELLA 6-31 - VALUTAZIONE COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI MOMENTI MEDI G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 3 204
TABELLA 6-32 - VALUTAZIONE DEL TAGLIO MEDIO IN ACCORDO A G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 3 205
TABELLA 6-33 - COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI TAGLIO MEDIO G-M-B OPERA 11 IMPALCATO 3 205
TABELLA 6-34 - COEFFICIENTI DI COURBON OPERA 12 213
TABELLA 7-1 - COEFFICIENTI DI COURBON SS274 KM 33+430 224
TABELLA 7-2 - COEFFICIENTI DI COURBON SS274 KM 33+410 229
TABELLA 7-3 - COEFFICIENTI DI COURBON SS274 KM 33+430 238
TABELLA 7-4 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECTAZIONI CARICHI DA TRAFFICO DI PROGETTO IMPALCATO SS274 KM 33+430 239
TABELLA 7-5 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECITAZIONI CARICHI DA TRAFFICO NTC IMPALCATO SS274 KM 33+430 240
TABELLA 7-6 - VALUTAZIONE DELLE TENSIONI AMMISSIBILI NELLE FASI DI VITA DELLA SEZIONE IMPALCATO SS274 KM 33+430 242
TABELLA 7-7 - COEFFICIENTI DI COURBON SS101 KM 35+269 248
TABELLA 7-8 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECTAZIONI CARICHI DA TRAFFICO DI PROGETTO IMPALCATO SS101 KM 35+269 249
TABELLA 7-9 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECITAZIONI CARICHI DA TRAFFICO NTC IMPALCATO SS101 KM 35+269 250
TABELLA 7-10 - VALUTAZIONE DELLE TENSIONI AMMISSIBILI NELLE FASI DI VITA DELLA SEZIONE IMPALCATO SS274 KM 35+269 252
TABELLA 7-11 - COEFFICIENTI DI COURBON SS16 KM 763+000 259
TABELLA 7-12 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECTAZIONI CARICHI DA TRAFFICO DI PROGETTO IMPALCATO SS16 KM 763+000 259
TABELLA 7-13 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECITAZIONI CARICHI DA TRAFFICO NTC IMPALCATO SS16 KM 763+000 261
TABELLA 7-14 - VALUTAZIONE DELLE TENSIONI AMMISSIBILI NELLE FASI DI VITA DELLA SEZIONE IMPALCATO SS16 KM 763+000 262
TABELLA 7-15 - STRALCIO DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ISPEZIONI SS16 KM 773+450 264
TABELLA 7-16 - GEOMETRIA IMPALCATO SS16 KM 773+450 266
TABELLA 7-17 - COEFFICIENTI DI COURBON SS16 KM 773+450 268

Indice delle tabelle

TABELLA 7-18 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECTAZIONI CARICHI DA TRAFFICO DI PROGETTO IMPALCATO SS16 KM 773+450 269
TABELLA 7-19 - RIASSUNTO CALCOLO SOLLECITAZIONI CARICHI DA TRAFFICO NTC IMPALCATO SS16 KM 773+450..... 271
TABELLA 7-20 - VALUTAZIONE DELLE TENSIONI AMMISSIBILI NELLE FASI DI VITA DELLA SEZIONE IMPALCATO SS16 KM 773+450..... 272
TABELLA 8-1 - TABELLA DI INTERPRETAZIONE RATING PROPOSTO..... 278
TABELLA 10-1 A-B-C - SINTESI RISULTATI SULLE RISORSE STATICHE DEGLI IMPALCATI ANALIZZATI..... 281
TABELLA 10-2 - SINTESI DEI RATING OTTENUTI PER I PONTI ANALIZZATI..... 284

13 Indice dei grafici

GRAFICO 6-1 - RAPPRESENTAZIONE GRAFICA COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE G-M-B OPERA 2 IMPALCATO 4 177
GRAFICO 6-2 - RAPPREENTAZIONE GRAFICA COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE M-G-B OPERA 4 IMPALCATO 1 185
GRAFICO 6-3 - RAPPREENTAZIONE GRAFICA COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE M-G-B OPERA 4 IMPALCATO 4 190
GRAFICO 6-4 - RAPPREENTAZIONE GRAFICA COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE M-G-B OPERA 11 IMPALCATO 1 198
GRAFICO 6-5 - RAPPREENTAZIONE GRAFICA COEFFICIENTI DI DISTRIBUZIONE TRASVERSALE M-G-B OPERA 11 IMPALCATO 3 203

Ringraziamenti

12/07/2021

Sembra ieri quel 26/09 di cinque anni fa, giorno in cui partivo per Torino per iniziare quella che i miei genitori mi uguravano fosse "un'avventura straordinaria". Ora siamo giunti al termine di questo percorso fatto di sudore, sacrifici, gioie e soddisfazioni ma soprattutto di crescita personale, sai dal punto di vista professionale, sia dal punto di vista umano.

Il primo ringraziamento va al mio relatore, prof. Chiaia; prima di ricoprire questo ruolo è stato il mio professore di Scienza delle Costruzioni in triennale e in magistrale il quale, oltre alle nozioni scientifiche, ha saputo trasmettermi con passione e professionalità l'interesse per l' affascinante campo.dell'ingegneria strutturale.

Un doveroso ringraziamento al mio correlatore Ing. Vincenzo Orlando per la disponibilità dimostratami sia nell'ambito del tirocinio curricolare svolto in ANAS spa sia nell'ambito della mia tesi di laurea. Grazie per avermi fatto vivere in modo così stimolante il passaggio dall'università al mondo del lavoro, grazie per le enormi conoscenze che mi sono state trasmesse, per tutto il tempo dedicatomi e le esperienze che ho avuto l'opportunità di vivere in questi mesi.

Un enorme grazie alla mia famiglia: alle premure della mamma Anna Rita che con la dolcezza e le attenzioni che la contraddistinguono mi è stata vicina anche a centinaia di km di distanza facendomi sentire sempre a casa; ai consigli di papà Stefano, per averci creduto prima di me, per avermi saputo indirizzare sempre verso la strada giusta, anche se era la più difficile e per essere da sempre e per sempre il mio punto di riferimento. Un grazie a mia sorella Elisa e al mio fratellino Filippo per esserci sempre stati, siete i fratelli migliori che potessi avere. Un grazie speciale ai miei nonni Agata e Roberto, Maria e Pasquale per il loro supporto fatto di pacchi, vasetti, torte e tanto amore che non mi sono mai mancati, anche in una città così lontana dalla vostra, vi voglio bene.

Grazie al mio amore, Giulia, per essermi sempre stata accanto, per tutti i momenti belli passati insieme, ma soprattutto per avermi sostenuto nei momenti difficili ed aver accettato di rimanermi vicino anche dopo aver conosciuto la peggior versione di me. Oltre alla mia ragazza, sei la mia compagna di squadra nella vita, ci auguro il meglio e di coronare tutti i nostri sogni,.ad majora.

Grazie ai colleghi con cui ho condiviso gioie, dolori, ansie e soddisfazioni, grazie soprattutto a Lorenzo, per essere stato un amico oltre che collega, grazie a Torino, al Politecnico, ai docenti e tutte le persone che ho incontato in questi anni che nel bene o nel male hanno contribuito alla mia crescita e a diventare la persona che sono.