



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II

Scuola Politecnica e
delle Scienze di Base



Università degli Studi di Napoli Federico II
Dottorato di Ricerca in
Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico
TESI PER IL CONSEGUIMENTO DEL DOTTORATO DI RICERCA

AFFIDABILITÀ E SICUREZZA STRUTTURALE DEI PONTI ESISTENTI

ANTONIO GRELLA

Tutor

Prof. Iunio Iervolino
Prof. Georgios Baltzopoulos



SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE
DIPARTIMENTO D STRUTTURE PER L'INGEGNERIA E L'ARCHITETTURA

Napoli, 24 ottobre 2025

Soltanto ciò che non comincia non può finire.

Questa frase descrive la traiettoria della mia vita, un perpetuo viaggio sulle montagne russe. Come in ogni viaggio – fatto di momenti belli e meno belli – nell'anima vengono impresse esperienze uniche, capaci di trasformare le nostre convinzioni e guidarci nel cambiamento. Il mio percorso di dottorato, con la sua intensa e irripetibile unicità, rappresenta proprio questo per me: può riassumere perfettamente la mia idea di cambiamento e la sua chiusura giunge come coronamento del mio processo di maturazione personale e professionale, nel quale ho cercato di attingere da qualsiasi opportunità a mia disposizione.

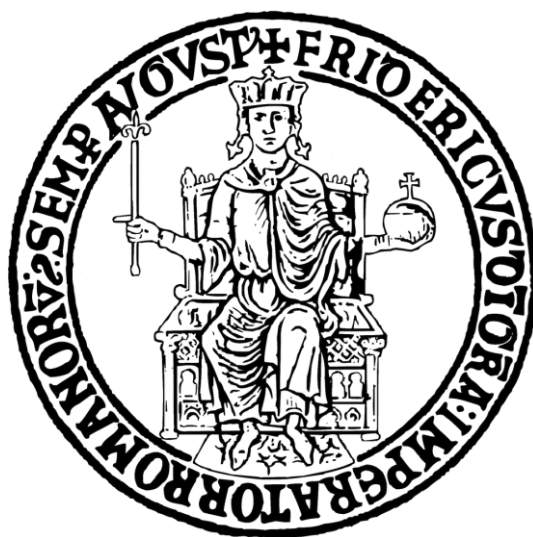
Sono convinto che questo percorso non avrebbe avuto lo stesso valore senza il sostegno, la guida e la protezione che ho avuto il privilegio di ricevere. Per questo i miei ringraziamenti sono sinceri e rivolti soprattutto alle due persone che, in modi diversi, hanno rappresentato i miei punti di riferimento principali.

Il mio pensiero va soprattutto al Prof. Iunio Iervolino. Per quanto mi sforzi, non troverò mai parole adeguate per esprimere la mia stima e la mia gratitudine. È stato la mia stella polare, trasmettendomi con i suoi insegnamenti – sempre fondati su integrità e onestà, umana e intellettuale – un esempio indelebile. La sua presenza, la sua disponibilità e il suo senso di responsabilità nei miei confronti hanno trasformato il mio modo di rapportarmi agli altri. Porterò sempre con me il principio che mi ha trasmesso: *“siamo quello che facciamo, non quello che diciamo”*.

Un ringraziamento speciale va a Giorgio, senza il quale non sarei qui a scrivere queste righe. Ha creduto in me sin dal primo giorno nel mondo accademico, affidandomi compiti che mai avrei pensato di poter svolgere. La sua presenza costante, la continua reperibilità, le conoscenze sterminate, lo studio instancabile, le critiche frequenti e le discussioni accese mi hanno mostrato il vero valore della ricerca scientifica: quello autentico, fatto di condivisione del sapere. Semplicemente, grazie.

Non posso non ringraziare anche gli amici – ancor prima che colleghi - che hanno camminato al mio fianco in questi anni: Pasquale, Roberto, Adriana, Stefania e Federico, che in modi diversi hanno reso più leggere le mie giornate. Un pensiero speciale va ad Antonio, che mi ha sostenuto nei momenti più difficili e che mi ha invitato a smussare gli spigoli più affilati del mio carattere. Il suo supporto, mai scontato, resterà per me un dono prezioso.

Last but not least, il mio grazie più sentito va alla mia famiglia e alla mia compagna Stefania, per aver compreso e rispettato i miei momenti, accompagnandomi con pazienza e amore lungo questo percorso, nonostante tutto.



AFFIDABILITÀ E SICUREZZA STRUTTURALE DEI PONTI ESISTENTI

Tesi di Dottorato presentata

per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca
in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico

da

ANTONIO GRELLA

Ottobre 2025



Approvata per stile e contenuto da

Prof. Iunio Iervolino, Tutor 1

Prof. Georgios Baltzopoulos, Tutor 2

Università degli Studi di Napoli Federico II

Corso di Dottorato in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico

XXXVII ciclo – Coordinatore del Dottorato: Prof. Iunio Iervolino



www.dist.unina.it/dottorati-di-ricerca/dottorati

Dichiarazione del candidato

Con la presente dichiaro che questa tesi, presentata per il conseguimento del titolo accademico di Dottorato di Ricerca (Ph.D.) in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico, è frutto del mio lavoro originale, che non ho utilizzato fonti diverse da quelle indicate e che tutte le fonti dirette e indirette sono state riconosciute come riferimenti.

Parti di questa tesi sono state pubblicate in riviste internazionali e/o negli atti di conferenze (come riportato nell'elenco delle pubblicazioni dell'autore alla fine della tesi).

Napoli,

Antonio Grella

Sommario

La valutazione dell'affidabilità dei ponti esistenti in Italia, in cui gran parte del patrimonio infrastrutturale risale al XX secolo, rappresenta un aspetto rilevante dell'ingegneria strutturale. Le differenze tra le normative di progettazione del passato e quelle attuali, unite alla variazione dei carichi di traffico, richiedono approcci sistematici e quantitativi per garantire la sicurezza delle strutture. Di particolare rilievo è l'impatto del traffico pesante e, nello specifico, dei trasporti eccezionali, che richiedono un'analisi caso specifica della capacità strutturale dei ponti.

Infatti, è stata sviluppata una procedura semi-automatizzata, che simula configurazioni di carico eccezionale e analizza le sollecitazioni, consentendo di semplificare le valutazioni di idoneità al transito senza la necessità di analisi caso specifiche. Inoltre, l'uso di sistemi di monitoraggio del traffico ha permesso di calibrare modelli di carico attraverso uno strumento semplificato di simulazione dei carichi da traffico, utilizzando un approccio probabilistico. Lo stesso approccio ha consentito di calibrare i fattori parziali di sicurezza da applicare alle resistenze e di stimare la probabilità di fallimento strutturale. In particolare, in ambito sismico, studi recenti hanno esaminato l'affidabilità di ponti esistenti e nuovi in diverse aree sismiche italiane, valutandone il comportamento sotto vari livelli di intensità.

L'obiettivo di questa ricerca è analizzare l'affidabilità dei ponti esistenti, rispetto sia ai carichi verticali sia alle azioni sismiche, mediante metodologie avanzate in grado di fornire valutazioni coerenti con un quadro normativo aggiornato.

Parole chiave: Affidabilità strutturale, sicurezza strutturale, veicoli da trasporto eccezionale, sistemi WIM, simulazioni del traffico veicolare, fattori parziali di sicurezza.

Indice

Sommario	iii
Ringraziamenti	viii
Indice degli acronimi	x
Indice delle figure	xiii
Indice delle tabelle	xxi
Indice dei simboli	xxviii
Introduzione	1
1 Autorizzazione semi-automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso	4
1.1 Procedura semi-automatizzata	6
1.1.1 Descrizione della procedura	7
1.2 Ponte caso studio	10
1.3 Modello numerico semplificato	11
1.4 Verifiche strutturali: analisi dei risultati e discussione	17
2 Distribuzioni di probabilità empiriche dei carichi da traffico da un anno di registrazioni dati dal sistema weigh-in-motion	24
2.1 Metodi	27
2.2 Elaborazione dei dati registrati	32
2.3 Validazione tecnica: verifica dei dati	40
3 Strumento semplificato di simulazione del traffico per la definizione dei carichi sui ponti	45

3.1	Metodologia	47
3.1.1	Analisi di clustering	52
3.2	Simulazione Monte Carlo	53
3.2.1	Tempo di arrivo dei veicoli	54
3.2.2	Campionamento dalle distribuzioni empiriche	54
3.3	Viadotto caso studio.....	57
3.3.1	Modello strutturale e immissione dei veicoli sul ponte	57
3.4	Valutazione degli effetti dinamici.....	61
3.4.1	Risposta dinamica di un sistema smorzato	62
3.4.2	Spostamento statico	65
3.5	Analisi di validazione.....	68
3.6	Risultati e discussioni.....	72
3.6.1	Distribuzioni di probabilità ai valori estremi: modello Gumbel	73
3.6.2	Distribuzioni degli effetti massimi annuali con l'applicazione dell'amplificazione dinamica	79
4	Valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti.....	86
4.1	Pericolosità sismica e selezione degli accelerogrammi	88
4.2	Viadotto Miano-Agnano	90
4.3	Modello e analisi strutturali del ponte.....	92
4.4	Interazione suolo-struttura	104
4.5	Definizione dei livelli prestazionali.....	104
4.6	Risposta strutturale	108
4.7	Affidabilità sismica	112
5	Valutazione formale della sicurezza strutturale: calibrazione dei fattori parziali di sicurezza per i ponti esistenti.....	116
5.1	Modello sollecitazione-resistenza	118

5.2 Metodi di determinazione dei fattori parziali di sicurezza della resistenza	119
5.2.1 Determinazione dei fattori parziali quando tutti i parametri sono	120
5.2.2 Determinazione dei fattori parziali tenendo conto dell'incertezza di stima	121
5.3 Contesto e ipotesi di lavoro.....	129
5.4 Caratterizzazione delle incertezze	131
5.5 Calibrazione dei fattori parziali di sicurezza	133
5.5.1 Ponti affidabili e non affidabili	133
5.5.2 Probabilità di superare la verifica di sicurezza per $\beta_c = 2.3$	134
5.6 Risultati	135
5.7 Confronto tra gli esiti delle verifiche di sicurezza applicando il metodo proposto e gli attuali fattori parziali di sicurezza presenti nelle Linee Guida	140
6 Conclusioni.....	146
7 Appendice.....	152
7.1 Validazione del modello agli elementi finiti per l'autorizzazione al transito degli ETV	152
7.2 Descrizione dei codici del dataset WIM	154
7.3 Distribuzioni empiriche supplementari a supporto dello strumento semplificato di simulazione	156
7.4 Esiti della stima della deviazione standard	164
7.5 Probabilità di esito positivo della verifica di sicurezza secondo le LL.GG.2020	165
Bibliografia.....	171

Pubblicazioni scientifiche	188
---	------------

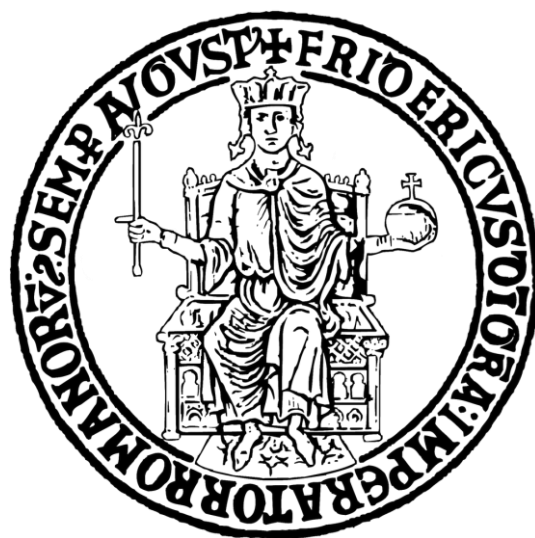
Ringraziamenti

Questo lavoro di tesi è stato sviluppato grazie al contributo dell'autore all'interno dei seguenti progetti di ricerca:

- HORIZON 2020 - Real-time Earthquake Risk Reduction for a Resilient Europe Grant Agreement number: 821115 — RISE — H2020-SC5-2018-2019-2020/H2020-SC5-2018-2. CUP E64I19002050006.
- ACCORDO CSLLPP PONTI RELUIS WP3: Analisi, revisione e aggiornamento delle Linee Guida. CUP E65F21001330005
- RELUIS DPC 2024-2026 WP3 - Modelli di vulnerabilità strutturale di ponti per pericoli naturali. CUP E63C24000850005.

Vorrei ringraziare il comitato scientifico, formato dai Proff. Iunio Iervolino, Raffaele Landolfo ed Emidio Nigro, per l'attenta e scrupolosa valutazione del mio percorso di dottorato.

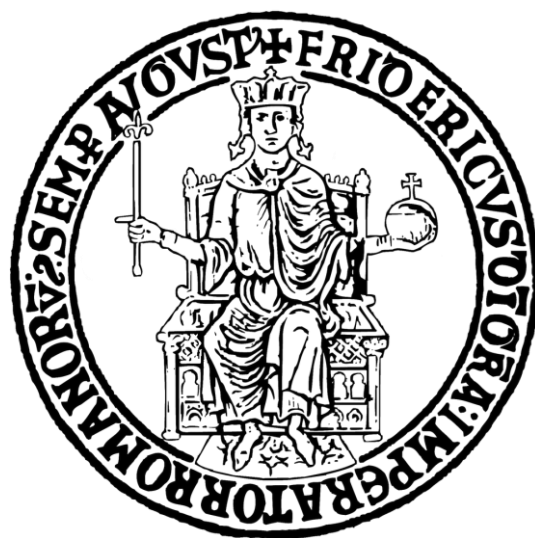
Desidero esprimere la mia più sincera gratitudine ai revisori di questa tesi, il Prof. Paolo Franchin (Università di Roma "La Sapienza") e il Prof. Fabio Biondini (Politecnico di Milano), i cui preziosi commenti hanno costituito uno stimolo fondamentale per il miglioramento e la valorizzazione dei contenuti del presente lavoro di ricerca.



Indice degli acronimi

ALPR	Telecamere automatiche di riconoscimento targhe
CA	Cemento armato
CAP	Calcestruzzo armato precompresso
Cdf	Funzione di ripartizione
CdS	Codice della Strada
DVE	Distribuzione ai valori estremi generalizzata
EDP	Engineering Demand Parameters
ETV	Veicoli da trasporto eccezionale
FB	Base fissa
FC	Fattori di confidenza
FEM	Modello agli elementi finiti
FORM	First-Order Reliability Method
IM	Misura di intensità
IML	Striscia della misura di intensità
LFRD	Load-resistance factor design
LL.GG.2020	Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti
LM1	Load Model 1
LSF	Metodo dei minimi quadrati
MSA	Multi-stripe analysis
NTC18	Norme Tecniche per le Costruzioni
PBEE	Performance-Based Earthquake Engineering
PLC	Dispositivi di controllo logico programmabile
PPO	Processo di Poisson Omogeneo
PSHA	Analisi probabilistica di pericolosità sismica
RINTC	Rischio implicito delle strutture progettate secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni
SD	Livello prestazionale di danno grave
SF	Livello prestazionale di fallimento della struttura
SLU	Stato Limite Ultimo
SPO	Curve Pushover
SSI	Interazione suolo-struttura
T1	Condizione di transitabilità 1
T2	Condizione di transitabilità 2

TP	Fascia oraria
UPD	Livello prestazionale di operatività
VC	Variabile Casuale
WIM	Weigh-in-motion



Indice delle figure

Figura 1.1. Configurazione convenzionale del veicolo da trasporto eccezionale, ETV, in direzione longitudinale.....	7
Figura 1.2. Diagramma di flusso esplicativo della procedura semi-automatizzata.....	9
Figura 1.3. (a) Pianta e sezione trasversale dell'impalcato obliquo del sottopasso; (b) sezioni trasversali delle travi in cemento armato precompresso.	11
Figura 1.4. (a) Modello numerico agli elementi finiti del sottopasso e in (b) è rappresentato un esempio di una linea di influenza del momento flettente in corrispondenza della sezione critica di mezzeria di una trave.	12
Figura 1.5. (a) Carico principale LM1 con un peso complessivo di 600 kN; (b) possibile distribuzione di carico corrispondente a un veicolo di peso complessivo 440 kN.	13
Figura 1.6. Definizione delle corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m e del percorso vincolato ad essere interessato dal passaggio dell'ETV.....	15
Figura 2.1. Tracciato dell'autostrada A3 (riconosciuta anche come E45 nell'ambito del sistema di trasporto europeo) e ubicazione dei dispositivi WIM, insieme ai codici di campo associati "DataDescriptor" e condivisi come materiale supplementare all'articolo di Iervolino et al [10].	26
Figura 2.2. Descrizione illustrativa del sistema WIM per la misurazione, tra le altre cose, del peso di tutti i veicoli in transito in corrispondenza dei punti di rilevamento.	28
Figura 2.3. Distribuzioni di frequenza relativa marginale delle caratteristiche specifiche dei veicoli. (a) Distribuzione di frequenza relativa marginale del peso; (b) distribuzione di frequenza relativa marginale del numero di assi; (c) distribuzione di frequenza relativa marginale della lunghezza; (d) distribuzione di frequenza relativa marginale della larghezza.	33

Figura 2.4. Distribuzione dei pesi lordi dei veicoli. (a) Distribuzione della frequenza relativa per veicoli leggeri; (b) distribuzione della frequenza relativa per veicoli medi; (c) distribuzione della frequenza relativa per veicoli pesanti; (d) distribuzione della frequenza relativa per veicoli con massa superiore a 44 t.	34
Figura 2.5. Numero di assi per veicolo. (a) Distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli leggeri; (b) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli medi; (c) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli pesanti; (d) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli con massa superiore a 44 t.	36
Figura 2.6. La lunghezza dei veicoli è rappresentata attraverso distribuzioni di frequenza relativa per ciascuna categoria di peso. Il pannello (a) mostra la distribuzione delle lunghezze per i veicoli leggeri, il pannello (b) per i veicoli medi, il pannello (c) per i veicoli pesanti e il pannello (d) per i veicoli con massa superiore a 44 t. .	37
Figura 2.7. Le distribuzioni delle larghezze dei veicoli. La distribuzione di frequenza relativa della larghezza dei veicoli leggeri è mostrata nel pannello (a), mentre il pannello (b) presenta quella dei veicoli di media massa, il pannello (c) dei veicoli pesanti e, infine, il pannello (d) per quelli con massa superiore a 44 t.	38
Figura 2.8. Distribuzioni di frequenza relativa in base al numero di assi del veicolo: (a) distribuzioni del peso, da due a cinque assi; (b) carico massimo per asse per veicolo, da due a cinque assi; (c) peso, da sei a dieci assi; (d) carico massimo per asse, da sei a dieci assi.	40
Figura 2.9. Distribuzioni di frequenza relativa in base al numero di assi del veicolo: (a) distribuzioni della distanza minima tra assi, da due a cinque assi; (b) distanza media tra assi, da due a cinque assi; (c) distanza minima tra assi, da sei a dieci assi; (d) distanza media tra assi, da sei a dieci assi.	40
Figura 2.10. Distribuzioni empiriche marginali dei carichi degli assi dei veicoli pesanti per (a) assi tandem, (b) assi tridem, (c) assi singoli.	41
Figura 3.1. Diagramma di flusso della procedura di simulazione semplificata di traffico.....	51

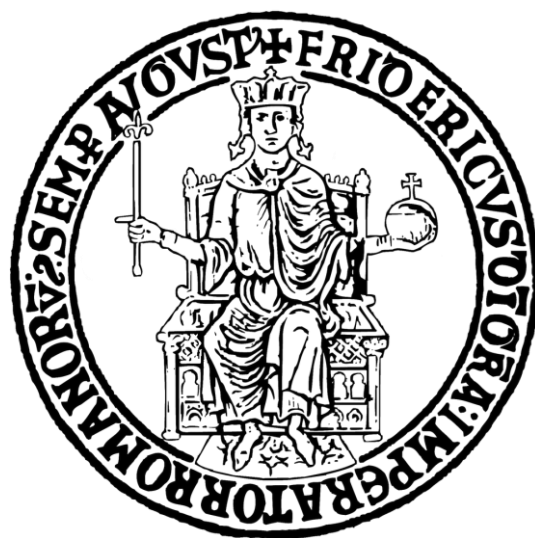
Figura 3.2. Analisi di clustering a tre parametri TP1, TP2 e TP3 eseguita sui flussi orari di traffico registrati sulle pese poste in corrispondenza della sezione stradale di Pontecagnano.....	53
Figura 3.3. Flusso del traffico giornaliero dei veicoli appartenenti alla categoria 4: andamento mediano dei flussi orari all'interno dei tre cluster e stime del sedicesimo e ottantaquattresimo percentile, p16 e p84	55
Figura 3.4. Distribuzioni dei pesi della categoria 4, per ciascuna fascia oraria.....	56
Figura 3.5. Viadotto caso studio. (a) Vista longitudinale del modello geometrico e (b) vista trasversale.	57
Figura 3.6. Ripartizione trasversale del carico secondo il modello di Courbon.	58
Figura 3.7. Schematizzazione del ponte: discretizzazione nello spazio e nel tempo implementata nella procedura di calcolo delle sollecitazioni.....	61
Figura 3.8. Risposta dinamica del sistema. (a) Rappresenta le storie temporali dell'abbassamento in mezz'ora dovuto all'azione della <i>j-esima</i> forza viaggiante, mentre in (b) si diagramma la risposta complessiva ottenuta sommando istante per istante le risposte temporale delle forze F_j	65
Figura 3.9. Andamento del coefficiente di amplificazione dinamica al variare delle velocità di transito dei veicoli sul ponte.....	68
Figura 3.10. Risultati dell'analisi di validazione della procedura. In (a) si osserva la frequenza relativa dei momenti massimi giornalieri, mentre in (b) si riporta la loro funzione di ripartizione.....	70
Figura 3.11. Confronto tra i pesi dei veicoli che forniscono i valori dei massimi momenti giornalieri nelle code sinistre delle distribuzioni del traffico registrato (a) e del traffico simulato (b).	71
Figura 3.12. Carta probabilistica di Gumbel per la stima dei parametri della distribuzione. (a) Distribuzione dei momenti massimi giornalieri e (b) tagli massimi giornalieri, su un anno di giorni simulati.....	75

Figura 3.13. Confronto tra le distribuzioni empiriche dei massimi effetti giornalieri e le distribuzioni Gumbel: in (a) sono rappresentate le distribuzioni del momento flettente massimo mentre in (b) le distribuzioni del taglio massimo.....	76
Figura 3.14. Disposizione del carico LM1 sulla sezione trasversale dell'impalcato per ottenere l'effetto massimo sulla trave di riva.....	77
Figura 3.15. Carta probabilistica di Gumbel per la stima dei parametri delle distribuzioni delle sollecitazioni massime ottenute considerando l'effetto dell'amplificazione dinamica. (a) Distribuzione dei momenti massimi giornalieri e (b) tagli massimi giornalieri, su un anno di giorni simulati.	80
Figura 3.16. Confronto tra le distribuzioni empiriche dei massimi effetti giornalieri, considerando l'applicazione dell'amplificazione dinamica, e le distribuzioni Gumbel: in (a) sono rappresentate le distribuzioni del momento flettente massimo mentre in (b) le distribuzioni del taglio massimo.	81
Figura 3.17. (a) Distribuzione dei massimi pesi dei veicoli concorrenti alla definizione della distribuzione dei massimi momenti flettenti giornalieri desunti dalla simulazione mentre in (b) si riporta distribuzione del numero dei veicoli presenti contemporaneamente sul ponte nella definizione dei massimi momenti flettenti giornalieri superiori a 5.0 MNm.	83
Figura 4.1. A sinistra, la mappa italiana in <i>peak ground acceleration</i> (pga), su suolo A, con probabilità di essere superata pari al 10% in 50 anni e localizzazione dei tre siti; in alto a destra, gli spettri a pericolosità uniforme, su suolo A, ai tre siti con il 63% di probabilità di essere superato in 50 anni, mentre in basso a destra, gli spettri a pericolosità uniforme per gli stessi siti e condizione di suolo, ma con probabilità di essere superati del 10% in 50 anni.	89
Figura 4.2. Selezione degli accelerogrammi secondo la procedura [121].	90
Figura 4.3. Vista complessiva del ponte. In alto, si presenta una vista inferiore dell'impalcato; in basso, una sezione longitudinale del ponte, estratta dalle tavole del progetto originale.	91

Figura 4.4. Sezione trasversale della pila, estratta dalle tavole del progetto originale.	92
Figura 4.5. Modello FEM del ponte caso studio.....	93
Figura 4.6. A sinistra, sezione trasversale della pila in cemento armato estratta dalle tavole di progetto originali; a destra, discretizzazione a fibre della stessa sezione trasversale nel modello agli elementi finiti.	95
Figura 4.7. Valutazione del taglio ultimo della pila dalla intersezione tra il modello di capacità a taglio adottato e la curva SPO.	98
Figura 4.8. Risposta strutturale per la pila 1 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	99
Figura 4.9. Risposta strutturale per la pila 2 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	99
Figura 4.10. Risposta strutturale per la pila 3 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	100
Figura 4.11. Risposta strutturale per la pila 4 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	100
Figura 4.12. Risposta strutturale per la pila 1 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	101
Figura 4.13. Risposta strutturale per la pila 2 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	101
Figura 4.14. Risposta strutturale per la pila 3 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	102
Figura 4.15. Risposta strutturale per la pila 4 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del <i>section aggregator</i> ; a destra, la corrispondente curva SPO.	102

Figura 4.16. In altro, dettaglio della modellazione strutturale degli elementi di connessione tra impalcato e pile; in basso, tra impalcato e spalle.	103
Figura 4.17. Rapporti Domanda/Capacità ottenuti dai risultati dei modelli a base fissa.	110
Figura 4.18. Rapporti Domanda/Capacità considerando l'interazione suolo-struttura.	111
Figura 4.19. Tassi di fallimento al variare del livello prestazionale e delle condizioni di vincolo al suolo.	113
Figura 5.1. Funzioni densità di probabilità delle VC resistenza e sollecitazione, fR_r e fS_s	119
Figura 7.1. Disposizione dei carichi sulla sezione trasversale dell'impalcato del ponte caso studio: in (a) viene rappresentata la condizione di transito combinato con il carico da NTC18 e in (b) quella con il carico da 440 kN.	152
Figura 7.2. Linea di influenza del taglio dovuta al transito dell'ETV in modalità esclusiva.	153
Figura 7.3. Distribuzioni dei pesi della categoria 1, per ciascuna fascia oraria.	156
Figura 7.4. Distribuzioni dei pesi della categoria 2, per ciascuna fascia oraria.	156
Figura 7.5. Distribuzioni dei pesi della categoria 3, per ciascuna fascia oraria.	157
Figura 7.6. Distribuzioni dei pesi della categoria 5, per ciascuna fascia oraria.	157
Figura 7.7. Distribuzioni dei pesi della categoria 6, per ciascuna fascia oraria.	158
Figura 7.8. Distribuzione dei pesi della categoria 7, per ciascuna fascia oraria.	158
Figura 7.9. Distribuzioni dei pesi della categoria 8, per ciascuna fascia oraria.	159

Figura 7.10. Distribuzione dei pesi della categoria 9, per ciascuna fascia oraria.....	159
Figura 7.11. Distribuzione delle corsie di marcia, data la categoria e le tre fasce orarie.	160
Figura 7.12. Distribuzione della velocità date la categoria 1, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	160
Figura 7.13. Distribuzione della velocità date la categoria 2, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	160
Figura 7.14. Distribuzione della velocità date la categoria 3, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	161
Figura 7.15. Distribuzione della velocità date la categoria 4, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	161
Figura 7.16. Distribuzione della velocità date la categoria 5, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	161
Figura 7.17. Distribuzione della velocità date la categoria 6, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	162
Figura 7.18. Distribuzione della velocità date la categoria 7, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	162
Figura 7.19. Distribuzione della velocità date la categoria 8, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	162
Figura 7.20. Distribuzione della velocità date la categoria 9, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.....	163



Indice delle tabelle

Tabella 1.1. Coefficienti di amplificazione dinamica per i differenti scenari di transito esaminati.	14
Tabella 1.2. Fattori parziali di sicurezza delle azioni.....	15
Tabella 1.3. Fattori parziali di sicurezza delle resistenze, fattori di confidenza e resistenze di progetto.....	17
Tabella 1.4. Capacità strutturale allo SLU per le sezioni critiche oggetto di studio.	17
Tabella 1.5. Risultati delle verifiche di sicurezza per i diversi scenari e velocità di transito di 75 km/h.	19
Tabella 1.6. Risultati delle verifiche di sicurezza per i diversi scenari e velocità di transito di 20 km/h.	20
Tabella 2.1. Numero di veicoli del campione di dati estratti, classificati per categorie secondo CdS.	34
Tabella 2.2. Suddivisione del numero di registrazioni in base al numero di assi di ciascun veicolo e agli intervalli di valori minimi/massimi registrati per ciascun parametro e categoria di veicolo.	38
Tabella 3.1. Categorie dei veicoli in relazione al numero di assi registrati.	49
Tabella 3.2. Numero di giorni simulati per riprodurre un anno di traffico a partire dal cluster.....	53
Tabella 3.3. Pulsazioni e periodi della trave in esame.	63
Tabella 3.4. Sintesi delle assunzioni alla base dell'analisi di validazione.	69
Tabella 3.5. Parametri stimati con entrambi i metodi di fitting per la distribuzione di Gumbel dei massimi momenti giornalieri e statistiche della varianza.	74

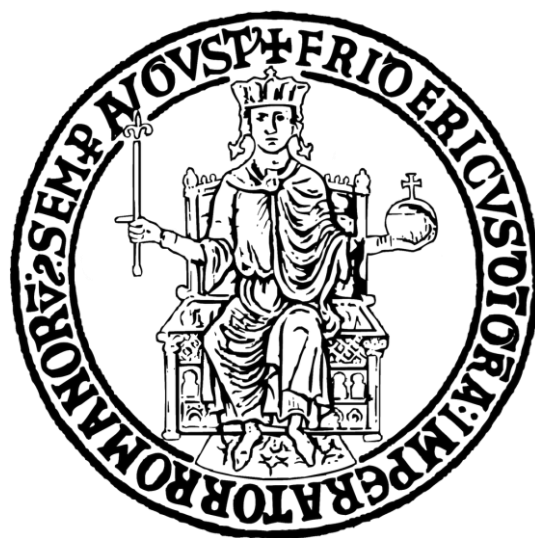
Tabella 3.6. Parametri stimati con entrambi i metodi di fitting per la distribuzione di Gumbel dei massimi tagli giornalieri e statistiche della varianza.	75
Tabella 3.7. Statistiche delle distribuzioni Gumbel.	78
Tabella 3.8. Periodi di ritorno dei carichi estratti dalle distribuzioni Gumbel ottenute dalle simulazioni.	78
Tabella 3.9. Parametri stimati della distribuzione di Gumbel degli effetti massimi con l'applicazione dell'amplificazione dinamica.	79
Tabella 3.10. Statistiche delle distribuzioni Gumbel applicando l'amplificazione dinamica.	80
Tabella 3.11. Periodi di ritorno dei carichi estratti dalle distribuzioni Gumbel ottenute dalle simulazioni con l'applicazione dell'amplificazione dinamica sui carichi da traffico.	81
Tabella 4.1. Armature longitudinali progettate per le azioni sismiche. ...	95
Tabella 4.2. Valori medi delle resistenze dei materiali.	97
Tabella 4.3. Parametri per il rapporto trilineare fra taglio e deformazione angolare.	97
Tabella 4.4. Parametri per la modellazione della capacità resistente delle pile nei siti di Napoli e Milano.	98
Tabella 4.5. Parametri per la modellazione della capacità resistente delle pile nel sito di L'Aquila.	98
Tabella 4.6. Definizione degli EDP per l'UPD.	106
Tabella 4.7. Definizione degli EDP per lo SD.	107
Tabella 4.8. Definizione degli EDP per lo SF.	108
Tabella 4.9. Parametri di fragilità e tassi di fallimento del modello a base fissa del ponte Miano-Agnano, per ciascun sito di costruzione e livello prestazionale.	112
Tabella 4.10. Parametri di fragilità e tassi di fallimento del modello con interazione suolo-struttura del ponte Miano-Agnano, per ciascun sito di costruzione e livello prestazionale.	113

Tabella 5.1. Parametri e coefficienti da utilizzare come dati di ingresso nella procedura di calibrazione.....	133
Tabella 5.2. Valori del fattore di sicurezza medio da applicare alla mediana della resistenza del materiale.....	135
Tabella 5.3. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.10$	136
Tabella 5.4. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.15$	136
Tabella 5.5. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.20$	136
Tabella 5.6. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.045$	136
Tabella 5.7. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.060$	137
Tabella 5.8. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.10$	137
Tabella 5.9. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.15$	137
Tabella 5.10. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.20$	137
Tabella 5.11. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.045$	138

Tabella 5.12. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.060$.	138
Tabella 5.13. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.10$.	138
Tabella 5.14. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.15$.	138
Tabella 5.15. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.25$.	139
Tabella 5.16. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.045$.	139
Tabella 5.17. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma \ln f = 0.060$.	139
Tabella 5.18. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma \ln f = 0.10$).	140
Tabella 5.19. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma \ln f = 0.15$).	140
Tabella 5.20. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma \ln f = 0.20$).	140
Tabella 5.21. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma \ln f = 0.045$).	141
Tabella 5.22. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma \ln f = 0.060$).	141

Tabella 5.23. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.10$).	141
Tabella 5.24. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.15$).	141
Tabella 5.25. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.20$).	142
Tabella 5.26. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.045$).	142
Tabella 5.27. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.060$).	142
Tabella 5.28. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.10$).	142
Tabella 5.29. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.15$).	143
Tabella 5.30. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.20$).	143
Tabella 5.31. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.045$).	143
Tabella 5.32. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.060$).	143
Tabella 7.1. Rapporti $s\sigma$	164
Tabella 7.2. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.10$).	165

Tabella 7.3. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.15$).	165
Tabella 7.4. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.20$).	166
Tabella 7.5. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.045$).	166
Tabella 7.6. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.060$).	166
Tabella 7.7. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.10$).	166
Tabella 7.8. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.15$).	166
Tabella 7.9. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.20$).	167
Tabella 7.10. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.045$).	167
Tabella 7.11. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.060$).	167
Tabella 7.12. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.10$).	167
Tabella 7.13. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.15$).	167
Tabella 7.14. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.20$).	168
Tabella 7.15. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.045$).	168
Tabella 7.16. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{lnf} = 0.060$).	168



Indice dei simboli

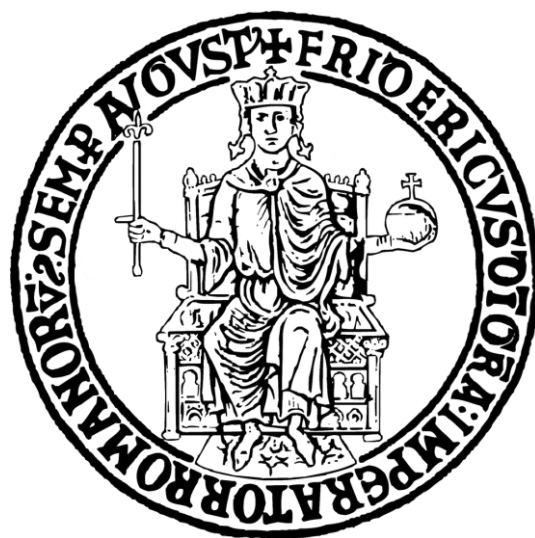
D	Domanda strutturale
C	Capacità strutturale
C/D	Rapporto capacità/domanda
W_{assi}	Carico sugli assi tandem
P_{ETV}	Peso totale dell'ETV
η	Inclinazioni delle travi rispetto all'asse autostradale
L'	Lunghezza della campata del ponte obliquo
B	Larghezza dell'impalcato del ponte obliquo
L	Lunghezza caratteristica della struttura
φ	Coefficiente di amplificazione dinamica
G_1	Effetto delle azioni dovute ai carichi permanenti strutturali
G_2	Effetto delle azioni dovute ai carichi permanenti non strutturali
Q_{ETV}	Effetti del carico fittizio ETV
Q_k	Effetti del carico variabile da traffico (forze verticali concentrate)
q_k	Effetti del carico variabile da traffico (uniformemente distribuito)
γ_{G1}	Fattore parziale di sicurezza per i carichi permanenti strutturali
γ_{G2}	Fattore parziale di sicurezza per i carichi permanenti non strutturali
γ_{ETV}	Fattore parziale di sicurezza per i carichi ETV
γ_Q	Fattore parziale di sicurezza per i carichi variabili
R_{ck}	Resistenza caratteristica a compressione cubica del calcestruzzo
R_d	Resistenza di progetto
S_d	Sollecitazione di progetto
$R_{tot,i}$	Carico reattivo dell' <i>i</i> -esima trave
f_{ptk}	Resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio da precompressione
f_{p01k}	Resistenza caratteristica a snervamento nominale dell'acciaio da precompressione

f_{yk}	Resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio di armatura
f_{yh}	Resistenza allo snervamento dell'armatura trasversale
f_k	Resistenza caratteristica
f_m	Resistenza media
f'_c	Resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo
γ_M	Fattore parziale di sicurezza
γ_{Rd1}	Fattore parziale di sicurezza che tiene conto dell'incertezza di modello
γ_{Rd2}	Fattore parziale di sicurezza che tiene conto dell'incertezza della modello
γ_f	Fattore parziale di sicurezza del materiale
M_{Rd}	Momento flettente resistente allo SLU
V_{Rd}	Taglio resistente allo SLU
λ	Tasso orario dei veicoli
p_n	Quantile di ordine n
$E \cdot I$	Rigidezza flessionale
r_i	Coefficiente di ripartizione trasversale dell' <i>i-esima</i> trave
Δt	Intervallo temporale
$\Delta x, \Delta y$	Intervallo spaziale
t_{int}	Tempo di interarrivo
t_a	Tempo di entrata (arrivo) del veicolo
t_u	Tempo di uscita del veicolo
v	Velocità del veicolo
ρ	Funzione continua della densità
A	Area della sezione trasversale
$\rho \cdot A$	Densità lineare
F	Ampiezza della forza viaggiante
ω	Pulsazione del sistema
T	Periodo di vibrazione
ξ	Fattore di smorzamento
$u_{din}(x, t)$	Storia temporale dello spostamento verticale
$\dot{u}_{din}(x, t)$	Storia temporale della velocità
$u_{stat}(x)$	Spostamento verticale statico
$\Psi(x)$	Funzione dipendente dallo spazio
$\Phi(t)$	Funzione dipendente dal tempo
Ω_i	Pulsazione smorzata

Z	Costante del il moto armonico
ζ	Angolo di fase
$\bar{x}$	Media campionaria
s	Deviazione standard campionaria
X, Y	Variabili casuali
$F_X(x)$	Funzione di ripartizione
$f_X(x)$	Funzione densità di probabilità
x_k	Valore caratteristico
μ	Media
σ	Deviazione standard
ς	Parametro di scala della Gumbel
$\text{Var}[X]$	Varianza
$Sa(T)$	Ordinata spettrale
λ_F	Tasso di fallimento
T_R	Periodo di ritorno
ϕ	Diametro delle barre di acciaio
γ	Deformazione angolare
G	Modulo di taglio del calcestruzzo
$\cot\Gamma$	Inclinazione della biella compressa di calcestruzzo
$\tan\alpha$	Inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse longitudinale della pila
A_v	Area a taglio della sezione trasversale
I_e	Momento di inerzia efficace
I_g	Momento di inerzia lordo della sezione
Λ	Rapporto tra il momento di inerzia efficace e quello lordo della sezione
μ_ϕ	Duttilità in curvatura
$P[F IM]$	Funzione di fragilità
λ_{im}	Curva di pericolosità
p_f	Probabilità di fallimento/guasto
S	Variabile casuale sollecitazione
R	Variabile casuale resistenza
SL	Funzione di stato limite
β	Indice di affidabilità
β_t	Indice di affidabilità target
β_c	Indice di affidabilità di calibrazione
α_X	Coefficiente di sensitività

V_x
 ϑ

Coefficiente di variazione
Livello di significatività



Introduzione

*Quant'è bella giovinezza che
si fugge tuttavia! Chi vuol esser lieto,
sia, di doman non c'è certezza.*

Lorenzo de' Medici

La valutazione dell'affidabilità dei ponti esistenti consente di quantificare la sicurezza delle infrastrutture e di supportare la programmazione di interventi mirati a garantirne la funzionalità nel tempo [1,2]. Questo aspetto risulta rilevante in Italia, dove una quota significativa del patrimonio infrastrutturale è costituita da ponti realizzati nel XX secolo. La progettazione nel ventennio compreso tra gli anni '50 e '70 del secolo scorso si basava su normative ormai obsolete [3,4] rispetto agli standard vigenti e adottava carichi di progetto differenti da quelli attuali, anche sismici [5,6]. Per queste ragioni, le recenti evoluzioni normative sottolineano l'esigenza di approcci sistematici e quantitativi per la valutazione della sicurezza delle strutture esistenti [7].

Uno dei principali fattori che incidono sulla valutazione dell'affidabilità dei ponti è la variazione dei carichi accidentali dovuti al traffico veicolare. Di particolare interesse sono i trasporti eccezionali, costituiti da veicoli che superano i limiti ordinari di peso e dimensioni previsti dal Codice della Strada [8].

Per consentire il transito sui ponti è necessario valutare preventivamente la capacità delle strutture e confrontarla con la domanda indotta dal passaggio di tali mezzi, richiedendo un'analisi strutturale specifica per la loro autorizzazione al transito. In questo contesto, nel presente lavoro è stata investigata e sviluppata una metodologia semi-automatizzata [9] in grado di simulare diverse configurazioni di carico da trasporto eccezionale e di analizzare i loro effetti sulle travi principali dei ponti, rapportando le sollecitazioni nelle sezioni critiche alle corrispondenti resistenze. L'approccio consente di verificare la sicurezza delle opere al transito di veicoli pesanti di configurazioni e caratteristiche diverse, evitando analisi caso per caso.

Un ulteriore elemento su cui basare queste valutazioni è la conoscenza del traffico reale che interessa le infrastrutture, acquisibile mediante

sistemi di pesatura dinamica (WIM – weigh-in-motion), che consentono di raccogliere un elevato e aggiornato numero di dati [10]. Queste informazioni permettono di calibrare i modelli di carico in base alle specificità delle infrastrutture e delle condizioni operative.

L'affidabilità strutturale, tuttavia, non può prescindere da un approccio probabilistico, che integri conoscenze ingegneristiche, statistiche e tecniche numeriche avanzate. Metodi affidabilistici consentono di stimare la probabilità di non soddisfare determinati requisiti prestazionali e di calibrare opportunamente, in virtù di questo, i fattori di sicurezza previsti dalle normative [11,12].

Le verifiche di sicurezza dei ponti esistenti richiedono anche l'integrazione della valutazione dell'affidabilità sismica, considerate le differenze nella modellazione dell'azione sismica tra l'epoca di progettazione dei ponti esistenti e oggi. Tale parte del lavoro rappresenta un approfondimento complementare che mostra come gli strumenti probabilistici adottati nella progettazione dei ponti nuovi [13] possano essere impiegati anche per analizzare il comportamento di ponti esistenti in aree a diversa pericolosità sismica. In particolare, all'interno di un ampio studio su ponti rappresentativi delle infrastrutture del secolo scorso, è stata condotta la valutazione dell'affidabilità di un ponte caso studio, con l'obiettivo di stimare il rischio di danneggiamento o collasso in funzione dell'intensità sismica.

In sintesi, il lavoro di ricerca si colloca in un quadro più ampio dell'affidabilità strutturale dei ponti esistenti, con l'obiettivo di:

- verificare in modo semplificato la sicurezza strutturale rispetto ai carichi veicolari eccezionali;
- calibrare i modelli di carico da traffico veicolare sulla base di dati di sistemi di pesa dinamica;
- estendere la valutazione dell'affidabilità strutturale dei ponti esistenti anche nei confronti delle azioni sismiche;
- calibrare i fattori parziali di sicurezza per la valutazione delle resistenze di progetto da utilizzare nelle verifiche strutturali.

Il contenuto della tesi è organizzato nei cinque capitoli seguenti, i quali sono sintetizzati di seguito.

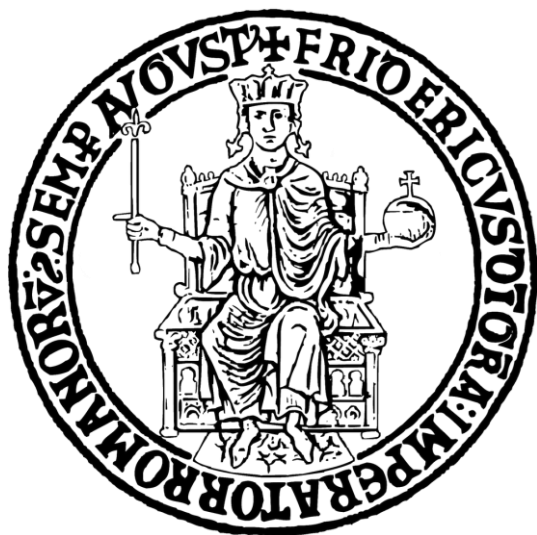
Capitolo 1: viene presentata una procedura semi-automatizzata per l'autorizzazione al transito dei trasporti eccezionali, finalizzata alla verifica della sicurezza dei ponti. Nel capitolo vengono illustrate le assunzioni alla base del metodo semplificato, la modellazione agli elementi finiti del ponte caso studio in forma semplificata e, infine, la discussione dei risultati delle verifiche strutturali.

Capitolo 2: è dedicato al sistema di controllo del traffico, al trattamento e alla validazione dei dati registrati. Sono descritte le elaborazioni condotte per ricavare le distribuzioni empiriche di probabilità delle caratteristiche dei veicoli e il processo di validazione dei dati tramite confronto con la letteratura scientifica.

Capitolo 3: viene introdotto uno strumento semplificato di simulazione del traffico, sviluppato a partire dalle distribuzioni empiriche elaborate dai dati provenienti dal sistema di controllo del traffico descritto nel capitolo precedente.

Capitolo 4: si analizzano la modellazione numerica e l'analisi dinamica di un ponte caso studio, rappresentativo dei ponti a travata in cemento armato precompresso realizzati negli anni Settanta. Per tale struttura viene valutata l'affidabilità sismica secondo l'approccio prestazionale dell'ingegneria sismica, espressa in termini di tasso annuo di superamento della capacità, con riferimento ai tre stati limite di danno considerati.

Capitolo 5: viene presentata una metodologia per la calibrazione dei fattori parziali di sicurezza basata sul modello probabilistico sollecitazione-resistenza. La procedura descritta consente di calcolare la probabilità di superamento della verifica di sicurezza e di confrontare i risultati ottenuti con le prescrizioni attualmente contenute nei codici normativi italiani.



CAPITOLO 1

Autorizzazione semi- automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

*Il tempo è relativo, il suo
unico valore è dato da ciò che noi
facciamo mentre sta passando.*

Albert Einstein

Negli ultimi anni, la crescente diffusione di traffico pesante e con caratteristiche eccezionali ha sollevato una serie di sfide per la progettazione, la valutazione e la manutenzione dei ponti. La valutazione degli effetti indotti dal passaggio dei trasporti eccezionali, ETV, sui ponti stradale fa riferimento alle prescrizioni dell'Eurocodice EN 1991-2 [5], che include modelli di carico e indicazioni per gli ETV, come riportato in [14,15]. Tuttavia, EN 1991-2 lascia margini di discrezionalità sui parametri nazionali nel caso di carichi eccezionali. Infatti, dagli studi [16,17] si può affermare che i problemi legati al sovraccarico dei veicoli rappresentano una questione di portata mondiale e una delle possibili soluzioni per limitare la circolazione di veicoli ETV, o di combinazioni di veicoli ETV, può essere l'implementazione di un sistema di controllo più efficiente.

In sostanza, per autorizzare il transito di un ETV su un ponte di una specifica infrastruttura, bisogna valutare la capacità di un ponte,

eseguendo delle verifiche di sicurezza veicolo e struttura specifiche. Per generalizzare questo processo a diverse configurazioni di ETV e di percorsi di transito sulle opere, Gnap et al. [18] hanno sviluppato una procedura per una valutazione globale del transito degli ETV, creando un veicolo critico fittizio (o una combinazione veicolare critica di transito) che racchiude le caratteristiche di tutti i veicoli pesanti ed ETV (e combinazioni di veicoli), registrate in Slovacchia dal 1° gennaio 2016 al 31 dicembre 2020, secondo quanto riportato in [19].

In Italia esistono, linee guida per i trasporti in condizioni di eccezionalità e procedure nazionali per l'autorizzazione degli ETV, che integrano il quadro normativo tecnico-amministrativo [20]. In questo capitolo viene presentata una metodologia per le verifiche di sicurezza, necessarie all'autorizzazione del transito di veicoli per trasporti eccezionali su ponti stradali [9]. Gli ETV possono essere classificati per la loro forma, lunghezza e/o peso totale e necessitano di legale autorizzazione al transito su ponti autostradali. Tutto questo è valido anche in Italia, dove il regolamento sul traffico stradale (Nuovo Codice della Strada, CdS [8]) definisce veicolo di trasporto eccezionale, in base alla massa del veicolo, alla geometria e al carico utile. In linea di principio, qualsiasi autorizzazione al transito di un ETV comporterebbe una serie di analisi strutturali specifiche per il veicolo, in modo da coprire l'intera gamma di ponti lungo il percorso previsto per il veicolo. In alternativa, viene di seguito presentato un *metodo semi-automatizzato* di autorizzazione al transito degli ETV, applicato al caso studio di un sottopasso autostradale in calcestruzzo armato precompresso (CAP), e pensato affinché potesse essere applicabile senza che la massa e la geometria dell'ETV fossero note a priori. Questa metodologia semplificata calcola la domanda strutturale, D , per i soli elementi principali portanti, quali le travi del ponte, considerando un insieme di ETV fittizi, i cui carichi sugli assi e la geometria sono intesi come parametri. Nello specifico, i due parametri considerati sono il numero totale di assi per ETV e il carico trasportato da ciascun asse, che è modellato come una forza concentrata agente sulla soletta del ponte. La distanza tra gli assi, invece, è mantenuta costante e pari a 1.25 m, considerata coincidente con il valore minimo affinché due assi consecutivi possano costituire una coppia definita tandem. Successivamente, il numero totale degli assi e il carico degli assi tandem vengono progressivamente aumentati.

Dopodiché, utilizzando la teoria delle linee di influenza [21] ottenute da un modello semplificato agli elementi finiti [22], FEM, la domanda

strutturale è calcolata in termini di sollecitazioni, per diversi valori dei due parametri, secondo le combinazioni di carico previste dalle normative italiane per le costruzioni (Norme Tecniche per le Costruzioni [6]; Linee Guida per la Classificazione e Gestione del Rischio, la Valutazione della Sicurezza ed il Monitoraggio dei Ponti Esistenti [7]; da ora in poi NTC18 e LL.GG.2020, rispettivamente). Nell'ottica di procedere alla verifica di sicurezza dell'opera, i risultati delle analisi strutturali sono espressi in termini di rapporti capacità/domanda, C/D , dove la capacità strutturale, C , allo stato limite ultimo (SLU) si calcola a partire dalla geometria della sezione trasversale e dalle proprietà meccaniche dei materiali. Queste informazioni sono reperibili sia da prove in situ e di laboratorio, se disponibili, sia dedotte dalla documentazione progettuale o da un progetto simulato basato sulle pratiche di progettazione relative al periodo di costruzione.

Si osserva, infine, che in questo approccio parametrico viene considerata praticamente minima la distanza tra gli assi, qualsiasi ETV reale con lo stesso peso totale e lunghezza di uno dei veicoli fittiziamente prodotti che soddisfano i controlli di sicurezza strutturale lungo il percorso previsto, potrebbe essere autorizzato a transitare. La premessa alla base è che il suo effetto sulle infrastrutture stradali in termini di C/D sarà almeno quello del suo omologo parametrico, con l'ulteriore assunzione implicita che la sicurezza strutturale sia governata dal comportamento degli elementi principali dell'impalcato. Altri elementi, come gli appoggi, le pile e le fondazioni, presentano margini di sicurezza intrinsecamente più elevati.

L'organizzazione del capitolo è strutturata come segue. La sezione 1 presenta la procedura semi-automatizzata, descrivendone assunzioni e criteri di applicazione. Le sezioni 2 e 3 illustrano le caratteristiche del ponte caso studio e la sua modellazione semplificata agli elementi finiti. La sezione 4 illustra i risultati delle verifiche strutturali condotte sul ponte oggetto di analisi, nonché le osservazioni ad essi collegate.

1.1 Procedura semi-automatizzata

Le analisi strutturali a supporto dell'autorizzazione al transito di veicoli eccezionali su ponti esistenti sono state condotte iterativamente, variando i parametri di ingresso della procedura, quali carico assegnato agli assi del mezzo e numero degli assi stessi, in maniera semi-automatica. Nella

trattazione del caso studio oggetto di discussione, le verifiche strutturali sono state effettuate per due condizioni specificamente prescritte dalle LL.GG.2020, in cui un ponte può essere dichiarato immediatamente transitabile (*condizione di transitabilità 1*, T1) o transitabile sotto traffico pesante (*condizione di transitabilità 2*, T2). Si può osservare che la condizione T1 comporta l'applicazione del modello di carico 1 delle NTC18, coincidente con il *load model 1*, LM1, dell'Eurocodice 1 [5] che, in linea di principio, risulterebbe più gravosa della T2, per la quale viene rappresentata la condizione in cui è stata imposta una limitazione di peso massimo ai veicoli che possono transitare sulla rete. Entrambe le condizioni di carico sono dettagliatamente descritte nel §1.1.1, precisando che, in questa applicazione, sono state trascurate azioni variabili come vento, neve, temperatura e carichi da frenatura.

1.1.1 Descrizione della procedura

In accordo con la metodologia sviluppata, l'analisi strutturale viene condotta in maniera iterativa per una serie di ETV aventi peso e lunghezza totali via via crescenti. Inizialmente si considera un ETV fittizio costituito da una coppia di assi tandem, ai quali viene assegnato un carico costante; successivamente il numero di assi viene gradualmente aumentato di una unità, fino a raggiungere un numero massimo di n assi, che corrisponde al numero massimo di assi per cui la condizione di verifica risulta soddisfatta, oppure al numero di assi che riempie la campata del ponte, come mostrato nella Figura 1.1.

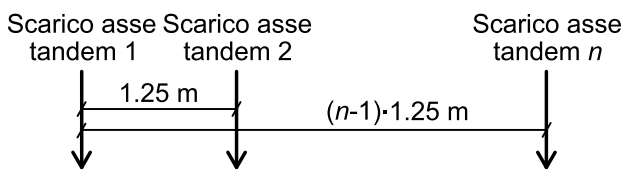


Figura 1.1. Configurazione convenzionale del veicolo da trasporto eccezionale, ETV, in direzione longitudinale.

Il convoglio di carico tandem risultante così formato, rappresentativo di un più gravoso ipotetico ETV, viene posizionato sulla struttura in direzione longitudinale, affinché si possa individuare la condizione più sfavorevole in termini di effetti nelle sezioni critiche degli elementi principali di impalcato oggetto di indagine mantenendo, al contempo, una disposizione immutata in direzione trasversale del mezzo stesso. L'attributo semi-automatizzato deriva dalla esigenza di aggiornare

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

le condizioni alla base della verifica da effettuare descritte nel dettaglio dal diagramma di flusso nella Figura 1.2. Nella fattispecie, per ogni carico agente sugli assi tandem, W_{assi} , e condizione di transito analizzata, ogni iterazione comporta l'incremento del numero di assi di una unità fino a quando la prima sezione trasversale critica sotto osservazione attinge una delle due condizioni di fallimento strutturale: (i) il rapporto capacità/domanda risulta essere minore dell'unità $C/D \leq 1$; (ii) la lunghezza complessiva dell'ETV convenzionale supera quella del ponte. Infine, la procedura si ripete per incrementi di carico sugli assi tandem entro un valore ritenuto come massimo accettabile e viene sintetizzata per punti di seguito:

1. i valori di W_{assi} assegnati agli assi tandem appartengono all'intervallo di definizione [120, 150] kN, considerandoli applicati attraverso incrementi di carico pari a 10 kN;
2. in corrispondenza di ciascun incremento di carico, si considera un incremento progressivo del numero di assi costituenti il ETV convenzionale, mantenendo fissa a 1.25 m la distanza tra due assi successivi;
3. per ciascuna iterazione, si effettuano le verifiche di sicurezza in corrispondenza delle sezioni critiche indagate per gli elementi principali dell'impalcato;
4. la procedura si arresta quando risulta attinta una delle due condizioni di fallimento (i) e (ii).

Gli step elencati sono applicati alle verifiche di sicurezza relative sia alla condizione T1 sia alla T2, ciascuna per quattro distinte condizioni di transito: transito regolare, transito a velocità ridotta, transito esclusivo e transito esclusivo a velocità ridotta. Queste riproducono le modalità con cui gli ETV potrebbero attraversare l'infrastruttura stradale, in combinazione o meno con il carico afferente alle condizioni di traffico standard, ammettendo, inoltre, anche la possibilità di considerare una riduzione della velocità di transito in condizioni più sfavorevoli.

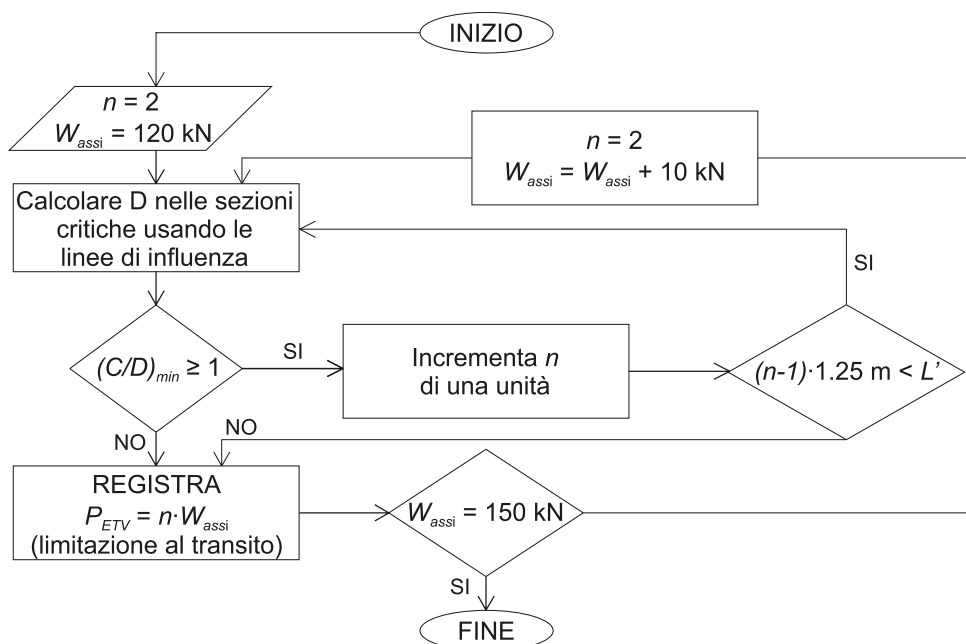


Figura 1.2. Diagramma di flusso esplicativo della procedura semi-automatizzata.

1.2 Ponte caso studio

La procedura descritta nel §1.1.1 è stata applicata un sottopasso situato sull'autostrada A3 Napoli-Salerno. Il sottopasso caso studio a campata unica è composto da due impalcati in calcestruzzo armato precompresso quasi identici, tra cui è interposto un giunto che separa longitudinalmente la direzione nord (verso Napoli) dalla direzione sud (verso Salerno). In questa applicazione, le verifiche strutturali sono state eseguite per la sola carreggiata nord, il cui impalcato è composto da undici travi in CAP, aventi sezione trasversale a doppia T, collegate tra loro tramite quattro traversi e una soletta, di spessore pari a 0.21 m, realizzati in calcestruzzo armato gettato in opera, come mostrato in Figura 1.3.

Le sezioni di appoggio delle travi evidenziate nella vista in pianta in Figura 1.3(a) attraverso delle linee parallele tratto-punto, risultano essere inclinate di un angolo $\eta \approx 14^\circ$ rispetto all'asse autostradale; la lunghezza della campata, L' , misurata come la distanza tra le sezioni di appoggio contrapposte delle travi principali, è pari a 14.20 m; mentre la larghezza totale dell'impalcato della carreggiata nord, B , è di 17.30 m. Inoltre, dalla vista in pianta è possibile osservare che due dei traversi si trovano in corrispondenza delle sezioni di appoggio, mentre gli altri due sono collocati lungo la campata, rispettivamente a $L'/3$ e $2L'/3$, indicati attraverso delle linee grige tratteggiate. Le travi in CAP, distanziate tra loro di 1.60 m misurati perpendicolarmente all'asse longitudinale delle stesse travi, presentano altezza della sezione trasversale pari a 0.80 m, con ala inferiore più ampia rispetto alla superiore e spessore variabile dell'anima, che aumentano verso gli appoggi per accogliere gli sforzi taglianti, come mostrato in Figura 1.3(b). Gli appoggi delle travi principali sulla struttura della spalla a mensola, sono realizzati mediante apparecchi in neoprene armato, con dimensioni pari a 200×400×52 mm. In corrispondenza del contatto tra la paraghiaia della spalla e l'impalcato è stato installato un giunto di dilatazione in acciaio inossidabile dello spessore di 10 cm. La fondazione della spalla è garantita da una paratia di sostegno costituita da tredici pali trivellati in calcestruzzo armato, con diametro pari a 1200 mm.

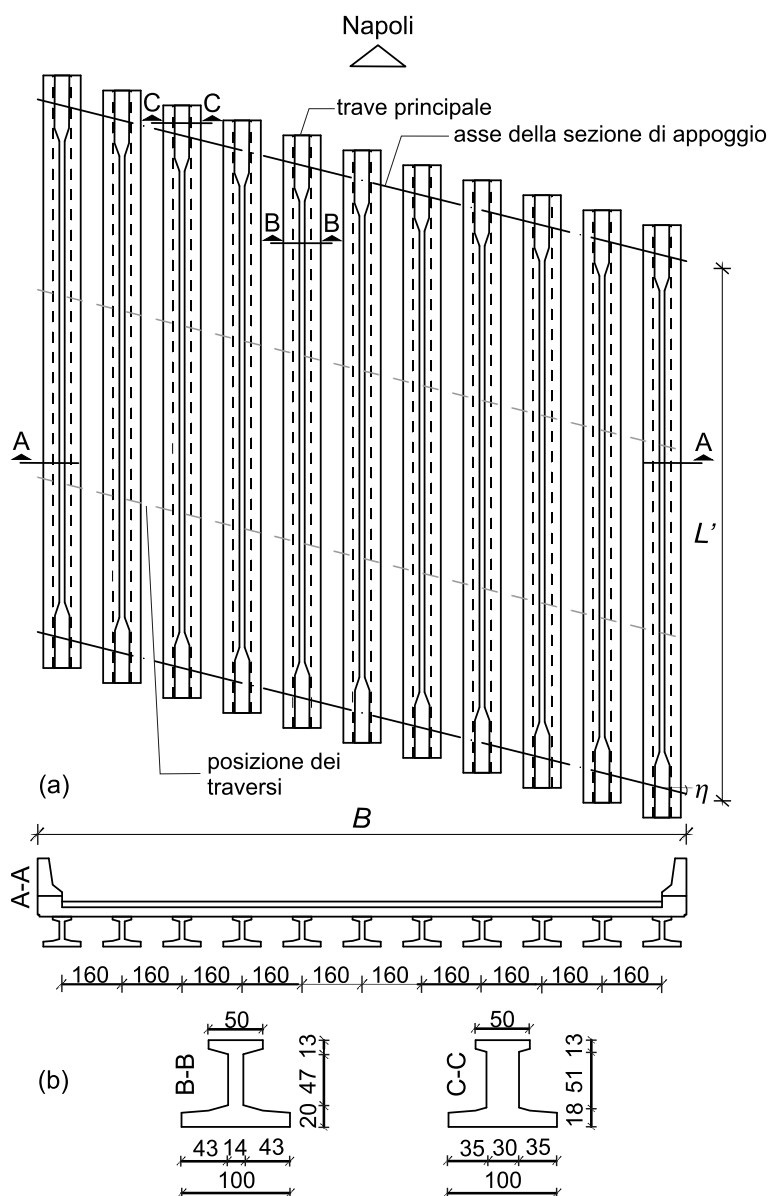


Figura 1.3. (a) Pianta e sezione trasversale dell'impalcato obliquo del sottopasso; (b) sezioni trasversali delle travi in cemento armato precompresso.

1.3 Modello numerico semplificato

Per la valutazione della domanda D è stato considerato un modello FEM semplificato formato da un graticcio di travi, rappresentativo

dell'impalcato, con comportamento elastico-lineare, sul quale sono stati calcolati momento flettente e taglio specificatamente in alcune sezioni critiche delle sole travi principali. Il modello FEM del suddetto grigliato, mostrato in Figura 1.4(a), è stato costituito considerando una serie di elementi mono-dimensionali semplicemente appoggiati, rappresentativi delle travi principali longitudinali, integrati da un set di elementi mono-dimensionali trasversali che contribuiscono alla modellazione della rigidità trasversale, altresì conferiti dalla soletta e dai traversi del ponte. I vincoli di estremità in corrispondenza delle spalle sono stati modellati come cerniere ideali, consentendo la rotazione della sezione trasversale e impedendo unicamente gli spostamenti traslazionali, in modo da simulare il comportamento tipico all'interfaccia spalla-impalcato. Come già anticipato, le analisi strutturali sono state basate sui risultati ottenute dall'estrazione delle linee di influenza dal modello FEM, di cui si riporta una rappresentazione di quella del momento flettente per la sezione di mezzeria della trave principale numero sei in Figura 1.4(b). È importante precisare che la linea di influenza riporta valori di una sollecitazione in corrispondenza del punto in cui è posto il carico da cui deriva e, in tal caso, il carico viaggiante si trova in corrispondenza di una “lane” definita tenendo conto dell'ingombro trasversale e della definizione di corsia convenzionale (larghezza utile pari a tre metri [5–7]).

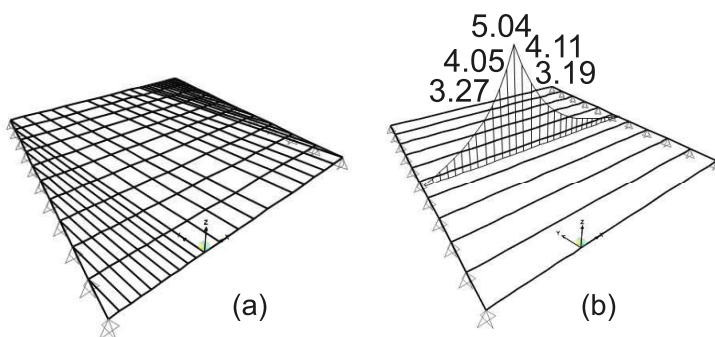


Figura 1.4. (a) Modello numerico agli elementi finiti del sottopasso e in (b) è rappresentato un esempio di una linea di influenza del momento flettente in corrispondenza della sezione critica di mezzeria di una trave.

A questo punto, per il calcolo delle sollecitazioni, note le linee di influenza, è stato necessario definire i carichi che interessano il modello oggetto di analisi. Di fatto, i carichi considerati sono stati suddivisi in carichi permanenti e variabili; ai primi, sono stati associati i carichi permanenti strutturali e non strutturali, come la pavimentazione stradale, i guardrail e

le barriere di protezione, ai secondi, invece, i carichi da traffico. Per questi ultimi, oltre agli ETV parametrizzati, sono state inoltre prese in considerazione altre configurazioni del carico da traffico, come il carico LM1 e che le LL.GG.2020 prescrivono di utilizzare nelle condizioni T1, mentre per la condizione T2 è stato utilizzato il carico che le stesse LL.GG.2020 specificano per le condizioni di traffico pesante. Un esempio di entrambi i modelli di carico relativo alla singola corsia è mostrato in Figura 1.5. In sostanza, la Figura 1.5(a) è rappresentativa del carico convenzionale principale per singola corsia relativo al carico LM1 adottato anche nelle NTC18, composto da carichi su assi tandem specificati in forze concentrate con una risultante di 600 kN e carico uniformemente distribuito di 9 kN/m². La Figura 1.5(b) mostra, invece, il carico convenzionale tipologico per traffico pesante secondo le LL.GG.2020: si tratta di un ipotetico autocarro a cinque assi con un peso complessivo di 440 kN e una lunghezza di 11 m, i cui assi si interpongono, interrompendolo, al carico uniformemente distribuito di 9 kN/m² (si noti che il carico LM1 prevede la sovrapposizione di carichi tandem e ripartiti).

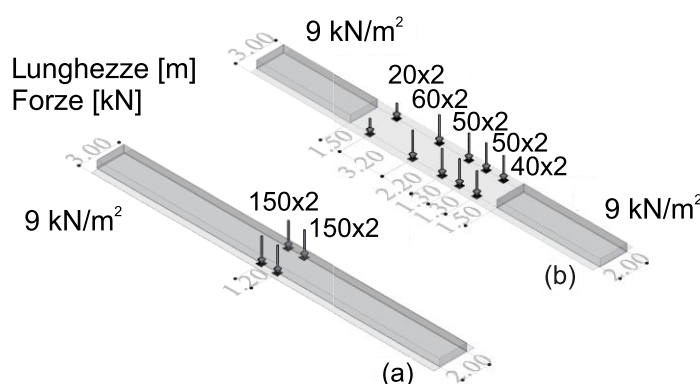


Figura 1.5. (a) Carico principale LM1 con un peso complessivo di 600 kN; (b) possibile distribuzione di carico corrispondente a un veicolo di peso complessivo 440 kN.

È importante anche osservare che per i carichi corrispondenti agli ETV è previsto applicare un coefficiente di amplificazione dinamica, φ , per tener conto degli effetti inerziali durante il transito, in conformità alle relazioni analitiche disposte dalle LL.GG.2020. Infatti, questo coefficiente è funzione della lunghezza della struttura, L , espressa dalla equazione (1.1), che, nel caso di schema statico semplicemente appoggiato, L risulta

coincidere con la luce teorica delle travi principali, L' . In questa applicazione, è stato assunto che φ possa variare in funzione della velocità di transito dell'ETV, in accordo con quanto previsto dalla [6].

Nello specifico, si considera che φ possa assumere il valore completo ottenuto dalla equazione (1.1) per una velocità di transito pari a 75 km/h e possa essere ridotto a un valore unitario nel caso di velocità pari a 5 km/h, ricavando valori per velocità intermedie mediante interpolazione lineare. In questo caso, sono stati considerati due scenari di velocità di transito plausibili di 75 km/h e 20 km/h, con i valori corrispondenti del coefficiente di amplificazione dinamica riportati nella Tabella 1.1.

$$\varphi = \begin{cases} 1.40, L \leq 10 \text{ m} \\ 1.40 - \frac{L-10}{150}, 10 \text{ m} < L \leq 70 \text{ m} \\ 1.00, L \geq 70 \text{ m} \end{cases} \quad (1.1)$$

Tabella 1.1. Coefficienti di amplificazione dinamica per i differenti scenari di transito esaminati.

Velocità di transito	φ
[km/h]	[-]
5	1.00
20	1.19
75	1.51

Come già anticipato, l'applicazione dei carichi di traffico sul modello strutturale comporta la suddivisione della sezione trasversale utile dell'impalcato in corsie convenzionali di larghezza 3 m, così come definito dalle [6,7,23] e mostrato in Figura 1.6, in cui è evidente l'assunzione che la corsia con eccentricità minore rispetto al centro di rotazione dell'impalcato sia riservata al transito dell'ETV.

A questo punto, noto il modello strutturale e definite le ipotesi di lavoro, per le verifiche di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU) la valutazione di D viene eseguita attraverso la combinazione fondamentale delle azioni espressa attraverso l'equazione (1.2):

$$D = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{ETV} \cdot \varphi \cdot Q_{ETV} + \gamma_Q \cdot (Q_K + q_k) \quad (1.2)$$

dove G_1 rappresenta l'effetto delle azioni (in termini di forze interne) dovute ai carichi permanenti strutturali, G_2 gli effetti dovuti ai carichi permanenti non strutturali, Q_{ETV} gli effetti del carico fittizio ETV, Q_k quelli

dovuti al carico da traffico applicato sugli assi tandem, inteso come forze verticali concentrate diverse da quelle dell'ETV, e q_k gli effetti relativi ai carichi da traffico uniformemente distribuiti. D'altra parte, γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{ETV} e γ_Q sono i fattori parziali di sicurezza delle azioni prescritti da normativa per le verifiche di sicurezza al transito dell'ETV, i cui valori utilizzati in questa applicazione sono riportati nella Tabella 1.1 di seguito.

Come già affermato in precedenza, definiti i parametri che governano la determinazione di D , in questa applicazione vengono considerati quattro scenari di transito, i quali si distinguono in transiti a velocità normale e a velocità lenta in funzione dell'applicazione corrispondente di φ , fermo restando che l'ETV è sempre vincolato a viaggiare nella singola corsia convenzionale di minima eccentricità (un'alternativa plausibile potrebbe essere considerare il transito dell'ETV sulla corsia di *marcia lenta*, ossia quella a cui afferisce l'eccentricità maggiore). Le rimanenti corsie convenzionali possono essere caricate o meno mediante i modelli di carico delle condizioni T1 e T2, a seconda che il transito dell'ETV sia, o no, in condizioni di esclusività.

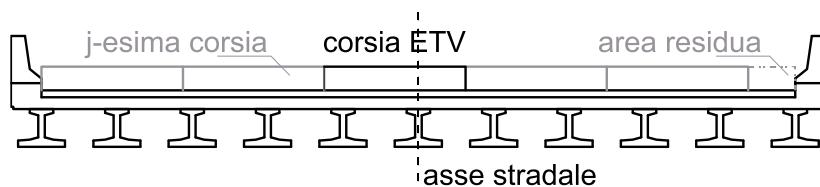


Figura 1.6. Definizione delle corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m e del percorso vincolato ad essere interessato dal passaggio dell'ETV.

Tabella 1.2. Fattori parziali di sicurezza delle azioni.

Fattori parziali di sicurezza	Condizioni di transito	
	T1	T2
γ_{G1}	1.26	1.26
γ_{G2}	1.26	1.26
γ_{ETV}	1.10	1.10
γ_Q	1.20	1.60

Oltre al calcolo della domanda strutturale, affinché si possa dare un seguito alla verifica strutturale, è necessario calcolare la corrispondente capacità strutturale, C . Per questo calcolo è stato adottato l'uso dei cosiddetti fattori di confidenza, FC , in conformità con la Circolare n.7 [23] italiana, i quali corrispondono ai fattori di conoscenza postulati dal [24] e destinati a riflettere il livello di conoscenza sulla struttura tramite ispezioni,

prove in-situ e in laboratorio, e anche attraverso la disponibilità della documentazione originale di progetto.

Per questo caso studio, la valutazione della capacità della sezione di tale sottopasso è stata ricavata in ragione delle proprietà dei materiali riportate nella documentazione tecnica prodotta durante la progettazione e la costruzione, risalente al 2001. Più specificamente, le travi prefabbricate della sovrastruttura sono state realizzate con calcestruzzo ad alta resistenza, avente una resistenza caratteristica a compressione cubica, R_{ck} , di 55 N/mm², mentre l'acciaio di precompressione utilizzato aveva una resistenza caratteristica a trazione, f_{ptk} , di 1900 N/mm² e una resistenza caratteristica a snervamento nominale, f_{p01k} , di 1700 N/mm². Per gli elementi in calcestruzzo gettati in opera, come la soletta e le travi trasversali, è stato utilizzato un calcestruzzo con R_{ck} di 40 N/mm² e acciaio di armatura con una resistenza caratteristica a snervamento, f_{yk} , di 440 N/mm². Questi valori sono stati usati per determinare la resistenza di progetto, R_d , di ciascun materiale costituente la sezione resistente, in accordo con l'equazione (1.3)

$$R_d = \frac{f_k}{\gamma_{M \cdot FC}}, \quad (1.3)$$

in cui f_k è la resistenza caratteristica (resistenza caratteristica a compressione cilindrica per il calcestruzzo e assunta uguale a $0.83 \cdot R_{ck}$ o resistenza caratteristica allo snervamento per l'acciaio); γ_M è il fattore parziale di sicurezza, specifico per ciascun materiale. Va notato che l'equazione (1.3) è intenzionalmente più conservativa rispetto a quanto previsto dalle [7], secondo cui f_k , ricavato dalla documentazione di progetto originale, avrebbe dovuto essere sostituito dalla resistenza media, f_m . Pertanto, nella Tabella 1.3 sono riportati tutti i parametri per il calcolo della capacità resistente, distinguendoli tra materiali e qualità/quantità di informazioni disponibili, attraverso l'assegnazione del più appropriato fattore di confidenza e, successivamente, sono stati utilizzati per valutare il momento e il taglio resistente allo SLU, rispettivamente M_{Rd} e V_{Rd} , corrispondenti alle sezioni critiche caso-specifiche delle travi principali. Tali valori di capacità sono raccolti in Tabella 1.4.

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

Tabella 1.3. Fattori parziali di sicurezza delle resistenze, fattori di confidenza e resistenze di progetto.

Materiali	γ_M	FC	f_k	R_d
	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
Calcestruzzo precompresso	1.50	1.20	45.65	21.56
Calcestruzzo gettato in opera	1.50	1.35	33.20	15.68
Acciaio armonico per cavi pre-tesi	1.10	1.20	1700.00	1287.90
Acciaio dolce per le barre d'armatura	1.15	1.20	440.00	296.30

Tabella 1.4. Capacità strutturale allo SLU per le sezioni critiche oggetto di studio.

Sezione critica delle travi longitudinali	M_{Rd}	V_{Rd}
	[kNm]	[kN]
Sezione di mezzeria /sezione ridotta	2958.0	734.2
Sezione d'appoggio intera	2958.0	1535.9

1.4 Verifiche strutturali: analisi dei risultati e discussione

A valle dell'applicazione della procedura semi-automatizzata, i risultati dell'analisi strutturale sono sintetizzati in termini di rapporto minimo tra capacità e domanda, $(C/D)_{min}$, e riportati nelle Tabella 1.5 e Tabella 1.6. Le sezioni critiche considerate, dato lo schema statico specifico del sottopasso, sono le sezioni nella mezzeria e in corrispondenza dell'appoggio della trave più sollecitata, per ciascuno scenario di transito, per le quali sono state effettuate, rispettivamente, le verifiche di sicurezza del meccanismo ad esse associate. Una ulteriore sezione considerata è stata quella in prossimità dell'appoggio, ma caratterizzata da uno spessore ridotto dell'anima, anch'essa verificata allo SLU nei confronti delle forze taglianti. Le suddette tabelle, quindi, sono organizzate in funzione degli scenari descritti al §1.3: per ogni riga rappresentante l'ETV

fittizio, vengono indicati il peso degli assi tandem, W_{assi} , il numero degli assi, n , il peso totale dell'ETV, P_{ETV} , e il rapporto $(C/D)_{\text{min}}$. La riga evidenziata in grigio rappresenta, per ciascuna modalità di transito e soltanto per $(C/D)_{\text{min}} \geq 1$, la configurazione limite dell'ETV che può transitare sul sottopasso, ottenuta tramite successivi incrementi del numero e del peso degli assi tandem, fino al raggiungimento della condizione di arresto del metodo.

Secondo la Tabella 1.5, il metodo semi-automatizzato suggerisce che qualsiasi ETV fino a 13.75 m di lunghezza e con un peso compreso tra 1440 kN e 1800 kN potrebbe essere autorizzato al transito esclusivo, a una velocità di 75 km/h. In questo caso, la verifica più gravosa a flessione, per un P_{ETV} di 1800 kN, risulta in un rapporto $(C/D)_{\text{min}}$ pari a 1.88, osservando che la procedura si è arrestata soltanto perché la lunghezza dell'ETV ha superato quella della campata del sottopasso, piuttosto che per il raggiungimento dell'unità del rapporto capacità/domanda. Nel caso di transito combinato dell'ETV con il carico LM1, il risultato dell'analisi strutturale è governato dalla verifica a taglio nella sezione ridotta. Per questo scenario, si osserva che il criterio di verifica è definito dal raggiungimento di una condizione di rottura nominale a taglio nella sezione ridotta più sollecitata, già per valori di peso totale dell'ETV di 300 kN. Questo è dovuto al fatto che la domanda di taglio nella sezione di interesse è dominata dai carichi sugli assi tandem del modello LM1. D'altra parte, per la combinazione degli ETV con il modello di carico che include un veicolo da 440 kN, le verifiche di sicurezza sono nuovamente determinate dalla lunghezza della campata del sottopasso, sebbene con rapporti $(C/D)_{\text{min}}$ inferiori rispetto a quelli ottenuti per il transito esclusivo dell'ETV. In entrambe le condizioni di transito combinato, questo risultato è prevedibile, dato il carico di traffico aggiuntivo considerato durante il transito dell'ETV.

Le stesse verifiche di sicurezza sono state eseguite ipotizzando una velocità di transito ridotta per l'ETV, coincidente a 20 km/h. I risultati per questi casi, in termini di rapporti $(C/D)_{\text{min}}$ sono riportati nella Tabella 1.6 e seguono lo stesso schema osservato per la velocità di transito di 75 km/h, sebbene con rapporti più elevati dovuti all'applicazione di un coefficiente φ inferiore. Un altro aspetto rilevante riguarda i risultati della verifica a taglio nella sezione ridotta per lo scenario con ETV in transito a bassa velocità, in combinazione con LM1. In questo caso, i rapporti $(C/D)_{\text{min}}$ sono quasi identici a quelli della Tabella 5, nonostante la riduzione della velocità di transito dell'ETV. Questo fenomeno può essere

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

spiegato dall'aumento del peso totale del veicolo eccezionale. Tale aumento è dovuto alla riduzione della domanda massima, che ha permesso ulteriori iterazioni nella definizione della configurazione fittizia dell'ETV, con l'aggiunta di un'altra coppia di assi prima dell'interruzione della procedura.

Tabella 1.5. Risultati delle verifiche di sicurezza per i diversi scenari e velocità di transito di 75 km/h.

Transito esclusivo per l'ETV, $v = 75$ km/h	W_{assi}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Verifiche a flessione nella sezione di mezzeria delle travi	120	12	1440	2.11
	130	12	1560	2.03
	140	12	1680	1.95
	150	12	1800	1.88
Verifiche a taglio nella sezione in corrispondenza dell'appoggio	120	12	1440	2.42
	130	12	1560	2.29
	140	12	1680	2.17
	150	12	1800	2.06
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	12	1440	2.75
	130	12	1560	2.64
	140	12	1680	2.53
	150	12	1800	2.44
Transito combinato ETV e LM1, $v = 75$ km/h	W_{assi}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Verifiche a flessione nella sezione di mezzeria delle travi	120	12	1440	1.34
	130	12	1560	1.32
	140	12	1680	1.29
	150	12	1800	1.27
Verifiche a taglio nella sezione in corrispondenza dell'appoggio	120	12	1440	1.65
	130	12	1560	1.64
	140	12	1680	1.62
	150	12	1800	1.61
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	3	360	0.99
	130	2	260	1.00
	140	2	280	1.00
	150	2	300	1.00
Transito combinato ETV e mezzo da 440 kN, $v = 75$ km/h	W_{axles}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

Verifiche a flessione nella sezione di mezzeria delle travi	120	12	1440	1.22
	130	12	1560	1.20
	140	12	1680	1.17
	150	12	1800	1.15
Verifiche a taglio nella sezione in corrispondenza dell'appoggio	120	12	1440	1.83
	130	12	1560	1.76
	140	12	1680	1.69
	150	12	1800	1.62
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	12	1440	1.18
	130	12	1560	1.17
	140	12	1680	1.17
	150	12	1800	1.17

Tabella 1.6. Risultati delle verifiche di sicurezza per i diversi scenari e velocità di transito di 20 km/h.

Transito esclusivo per l'ETV, $v = 20$ km/h	W_{assi}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Verifiche a flessione nella sezione di mezzeria delle travi	120	12	1440	2.37
	130	12	1560	2.38
	140	12	1680	2.20
	150	12	1800	2.13
Verifiche a taglio nella sezione in corrispondenza dell'appoggio	120	12	1440	2.84
	130	12	1560	2.69
	140	12	1680	2.56
	150	12	1800	2.45
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	12	1440	3.08
	130	12	1560	2.97
	140	12	1680	2.86
	150	12	1800	2.77
Transito combinato ETV e LM1, $v = 20$ km/h	W_{assi}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Verifiche a flessione nella sezione di mezzeria delle travi	120	12	1440	1.41
	130	12	1560	1.39
	140	12	1680	1.37
	150	12	1800	1.35
Verifiche a taglio nella sezione in	120	12	1440	1.69
	130	12	1560	1.68
	140	12	1680	1.67

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

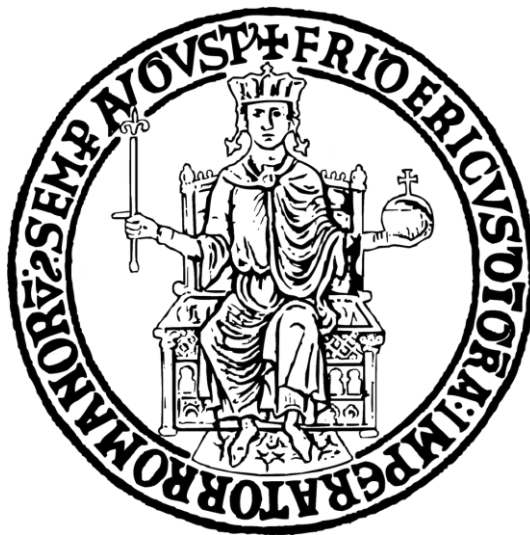
corrispondenza dell'appoggio	150	12	1800	1.65
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	3	360	1.00
	130	3	390	1.00
	140	3	420	0.99
	150	3	450	0.99
Transito combinato ETV e mezzo da 440 kN, $v = 20$ km/h	W_{assi}	n	P_{ETV}	$(C/D)_{min}$
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Verifiche a flessione nella sezione di mezzera delle travi	120	12	1440	1.29
	130	12	1560	1.27
	140	12	1680	1.15
	150	12	1800	1.23
Verifiche a taglio nella sezione in corrispondenza dell'appoggio	120	12	1440	2.06
	130	12	1560	1.99
	140	12	1680	1.92
	150	12	1800	1.85
Verifiche a taglio nella sezione ridotta in prossimità dell'appoggio	120	12	1440	1.19
	130	12	1560	1.19
	140	12	1680	1.18
	150	12	1800	1.18

In definitiva, il presente capitolo descrive l'analisi strutturale effettuata su un viadotto esistente in cemento armato precompresso dell'autostrada A3 Napoli-Salerno per autorizzare il transito di ETV, secondo quanto previsto dal quadro normativo italiano. I risultati di questa analisi sono stati ottenuti attraverso un metodo semi-automatizzato di definizione della configurazione dell'ETV, schematizzata attraverso una serie di forze verticali concentrate, rappresentabili come assi tandem, e basata sul progressivo aumento del numero di questi assi e del loro peso. Il metodo di analisi fa riferimento a modelli semplificati di calcolo strutturale elastico-lineare agli elementi finiti. Gli elementi strutturali del modello numerico sono stati considerati monodimensionali e utilizzati per ricavare le sollecitazioni interne delle travi longitudinali principali; questa scelta di modellazione è frutto della volontà di indagare gli effetti dei soli elementi principali dell'impalcato, trascurando la verifica di sicurezza degli elementi strutturali considerati secondari, quali le travi trasversali e la soletta. Per questo motivo, per ogni scenario di transito e configurazione dell'ETV, le sollecitazioni massime sono state ottenute in corrispondenza delle sezioni critiche individuate: per questo schema di viadotto semplicemente

automatizzata al transito per trasporti eccezionali: applicazione a un caso studio di un ponte in calcestruzzo armato precompresso

appoggiato, sono stati valutati il taglio nelle sezioni di appoggio e in quelle ridotte e il momento flettente nelle sezioni di mezzera delle travi longitudinali.

Il risultato dell'applicazione del metodo è quindi la determinazione del rapporto tra la massima sollecitazione ottenuta in conseguenza al passaggio di un veicolo eccezionale sull'opera infrastrutturale, D , stabilita in funzione del numero massimo di assi transitabili, per ciascuno dei quattro pesi di asse considerati, e la corrispondente capacità strutturale, C . In altre parole, avendo fissato il peso di ogni coppia di assi, è stato possibile stabilire il numero massimo di assi che definisce il veicolo convenzionale transitante sulla struttura e corrispondente all'ultima configurazione di carico per cui $(C/D)_{min} \geq 1$. La massima azione richiesta rispetto alla quale effettuare le verifiche strutturali è stata estratta attraverso l'applicazione della combinazione fondamentale allo SLU prevista dal codice italiano, mentre per il calcolo della capacità è stato adottato l'uso di fattori di confidenza, dipendenti dal livello di conoscenza raggiunto, per le determinazioni dei valori delle resistenze di progetto dei materiali. Infine, è stato mostrato che per il viadotto caso studio le verifiche strutturali per l'autorizzazione al transito dei veicoli eccezionali definiti, sono sempre soddisfatte fino all'ultima configurazione possibile dell'ETV, con rapporti $(C/D)_{min} \geq 1$ per gli scenari in cui l'ETV passa sul viadotto in modalità di transito esclusiva e in combinazione con il veicolo da 440 kN, con e senza limitazione di velocità di transito. Per quanto riguarda gli scenari di combinazione dell'ETV con il modello di carico LM1, le verifiche vincolanti sono quelle a taglio per le sezioni ridotte, per le quali il peso totale massimo dell'ETV è 300 kN per la velocità di transito di 75 km/h e 390 kN per 20 km/h.



CAPITOLO 2

Distribuzioni di probabilità empiriche dei carichi da traffico da un anno di registrazioni dati dal sistema weigh-in-motion

Voi occidentali, avete l'ora ma non avete mai il tempo.

Mahatma Gandhi

La verifica della sicurezza strutturale dei ponti nei confronti del traffico veicolare richiede generalmente valutazioni di natura ingegneristica basati su carichi di traffico convenzionali prescritti dalle normative. Per i ponti esistenti, tali calcoli sono necessari per determinare il margine di sicurezza operativo e per stabilire se siano necessarie misure di controllo del traffico o interventi di adeguamento. Le normative per le costruzioni più avanzate [5,25] adottano un approccio semi-probabilistico per la valutazione dell'affidabilità strutturale [26,27], richiedendo che le caratteristiche della sollecitazione indotte sugli elementi strutturali da tali carichi riflettano una predeterminata probabilità nominale di superamento delle stesse entro un intervallo di tempo di interesse. Questo requisito presuppone che i carichi convenzionali siano calibrati rispetto a misurazioni del traffico reale. Tale questione è particolarmente rilevante per l'Italia, essendo state recentemente introdotte nuove normative e linee guida per le verifiche di sicurezza strutturale, al fine di garantire l'operatività dei ponti stradali esistenti [7].

Le osservazioni dirette del traffico rappresentano un approccio per analizzare empiricamente i carichi di traffico con l'obiettivo di derivare modelli di carico, risultato raggiungibile, per esempio, tramite la micro-

simulazione del traffico [28]. La misurazione empirica delle azioni strutturali del traffico richiede che i sistemi di pesatura, cosiddetti weigh-in-motion (WIM), siano in continua registrazione dati per lunghi periodi. Il riconoscimento di tale esigenza, insieme ad altre considerazioni, come la necessità di proteggere le infrastrutture nei confronti dell'aumento dei carichi o monitorare l'usura del manto stradale, ha portato a diverse iniziative in Europa e negli Stati Uniti per sviluppare e installare stazioni WIM lungo le reti autostradali [29,30]. Nel caso dell'impiego dei dati WIM per ricavare i carichi di traffico per le verifiche di sicurezza dei ponti esistenti, è preferibile disporre di un dataset WIM specifico per la struttura [31], o per la rete, rappresentativo della composizione del traffico ad essa associato [32]. Questo perché tale traffico infrastruttura-specifico può mostrare una tendenza sistematica che deve essere rilevata per sviluppare modelli adeguatamente rappresentativi della popolazione veicolare circolante.

In questo contesto, vengono presentati, analizzati e resi disponibili, come caso studio per ulteriori ricerche e applicazioni, i dati raccolti in un anno dal sistema WIM installato sull'autostrada A3 – Napoli-Pompei-Salerno, nel sud Italia [33]. L'A3 è una trafficata infrastruttura di trasporto che collega due città capoluogo della regione Campania, legando in maniera diretta i porti di Napoli e Salerno, tra i più importanti del Mar Mediterraneo, e offrendo l'accesso alle coste sorrentina e amalfitana. Tra il 2021 e il 2022, il sistema WIM ha registrato il passaggio di milioni di veicoli (36,359,127), nell'ambito di una campagna estensiva di controllo del traffico sulla tratta in esame, volta a ridurre i sovraccarichi sui ponti. Questi dati, la cui quantità ha pochi precedenti nella rete autostradale italiana, sono stati messi a disposizione dall'ente autostradale per essere analizzati, così come fatto nello studio di Iervolino et al. [33], all'interno del quale tali dati sono stati utilizzati per derivare distribuzioni empiriche di alcune caratteristiche del traffico circolante, quali quelle del peso dei veicoli, del numero di assi, della geometria (per citarne soltanto alcune), e per essere apertamente condivise.

L'autostrada A3 Napoli-Pompei-Salerno, lunga solo 52 km e schematicamente mostrata in Figura 2.1, ha ricoperto un ruolo decisivo nello sviluppo e nell'integrazione della trentina di comuni situati nelle aree circostanti al Vesuvio e alla penisola sorrentina sin dal 1928, anno in cui è stato aperto al traffico il primo tratto, da Napoli a Pompei. Con il completamento del secondo tratto, da Pompei a Salerno, all'inizio degli anni Sessanta, l'autostrada serve circa ottocentomila abitanti e

alleggerisce il traffico nell'area orientale dell'entroterra napoletano. L'autostrada collega una zona densamente popolata e soddisfa la domanda di mobilità turistica generata da attrazioni archeologiche, naturali e religiose (Pompei, Ercolano, Sorrento, Positano, Vietri e Costiera Amalfitana, Santuario di Pompei, ecc.). Essa collega i porti di Napoli e Salerno, tra i più importanti per il trasporto di merci in Europa. Fa parte della rete europea E45 e si collega alle principali autostrade italiane: A1 (*Autostrada del Sole*) a nord e A2 (*Autostrada del Mediterraneo*) a sud. I dati dell'anno 2022, sui quali si basano le elaborazioni che seguono all'interno del capitolo, mostrano circa trentasei milioni di transiti in un anno, con una media giornaliera di circa centomila (100,000) veicoli.

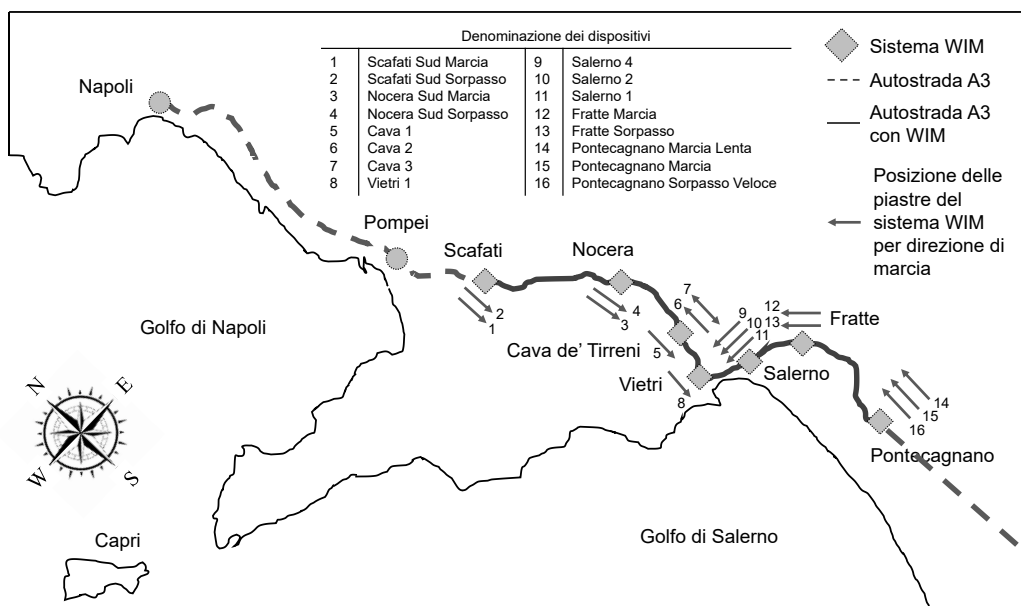


Figura 2.1. Tracciato dell'autostrada A3 (riconosciuta anche come E45 nell'ambito del sistema di trasporto europeo) e ubicazione dei dispositivi WIM, insieme ai codici di campo associati "DataDescriptor" e condivisi come materiale supplementare all'articolo di Iervolino et al [10].

L'A3 presenta tre corsie per direzione di marcia, sviluppate per la maggior parte del suo percorso, e parte del segmento tra Pompei e Salerno attraversa diverse valli, con vista su una maestosa costa [34]. Pertanto, il tratto tra la città di Cava de' Tirreni e Salerno propone la presenza di diversi viadotti di varie tipologie strutturali. Di particolare rilevanza, dal punto di vista dell'ingegneria strutturale, sono i ponti a impalcato rigido in cemento armato ad arco sottile, noti come ponti di tipo Maillart [35]. Molti di questi ponti furono costruiti negli anni Cinquanta secondo un progetto

svizzero e scelti, tra le altre ragioni, per la loro elegante estetica, che si armonizza con la meravigliosa bellezza della Costiera Amalfitana [36]. Tuttavia, essi furono progettati per carichi molto diversi rispetto a quelli attualmente prescritti e potrebbero quindi risultare inadeguati rispetto agli standard attualmente vigenti [37,38], il che ha motivato l'installazione di un sistema di controllo del traffico, incluso il sistema WIM, discusso nella sezione successiva e mostrato in Figura 2.1, in cui le frecce indicano la direzione del traffico relativa alla posizione di installazione della strumentazione.

La struttura dei contenuti del capitolo è organizzata come segue. La sezione 1 presenta la descrizione del sistema di controllo del traffico e la modalità di trattamento e validazione dei dati registrati. La sezione 2 illustra le elaborazioni dei dati registrati, ricavando delle distribuzioni empiriche di probabilità delle caratteristiche principali dei veicoli. La sezione 3 descrive il processo di validazione dei dati mediante confronto con quanto presente nella letteratura scientifica, con annesse osservazioni.

2.1 Metodi

Il sistema WIM dell'autostrada A3 fa parte di un sistema di controllo del traffico mirato al monitoraggio in tempo reale dei carichi veicolari lungo le infrastrutture dei ponti presenti sulla tratta. Il sistema consente di associare il peso di ciascun veicolo in transito sull'A3, o in avvicinamento, alla sua targa, tramite una serie di telecamere automatiche di riconoscimento targhe (ALPR). Ciò permette di identificare e monitorare il percorso di ogni veicolo e offre la possibilità di richiedere, o imporre, la deviazione dei veicoli che non rispettino determinati criteri relativi al carico trasportato.

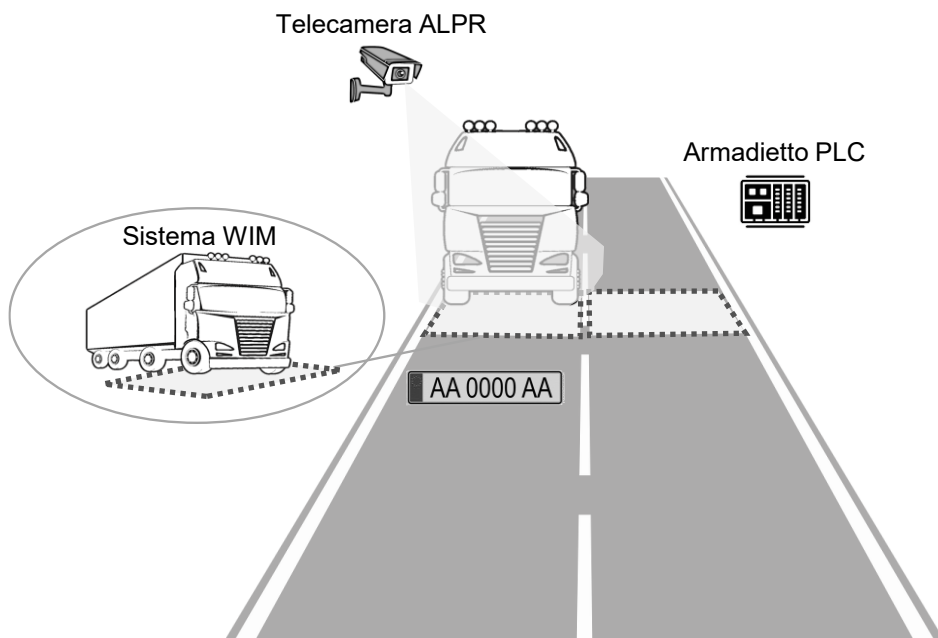


Figura 2.2. Descrizione illustrativa del sistema WIM per la misurazione, tra le altre cose, del peso di tutti i veicoli in transito in corrispondenza dei punti di rilevamento.

Infatti, il sistema è stato implementato per monitorare il traffico in un segmento dell'A3, da Cava de' Tirreni a Salerno. Ciò è stato necessario poiché diversi ponti di quel segmento non soddisfacevano i criteri di verifica di sicurezza secondo le vigenti LL.GG.2020 italiane. Questo aspetto non è affatto sorprendente, in quanto la maggior parte di questi ponti è stata progettata diversi decenni fa, con standard, modelli di progettazione semplificati e carichi che oggi possono essere considerati obsoleti. Questa situazione non è così poco frequente in Italia e rappresenta, infatti, la condizione della maggior parte del patrimonio edilizio [39]. Per questo motivo, nel 2020, in seguito al crollo del viadotto Polcevera a Genova [40], è avanzata la necessità di regolamentare, mediante l'emanazione di una serie di linee guida, tra cui le LL.GG.2020, il transito temporaneo su ponti strutturalmente non conformi, limitando il peso massimo consentito dei veicoli in base al monitoraggio strutturale e alle verifiche di sicurezza. In questo contesto, il livello di restrizione del traffico dipende non solo dalle prestazioni strutturali, ma anche dal livello di controllo imposto sulle infrastrutture di interesse, cioè dalla reale capacità dell'ente gestore della rete di prevenire il transito di veicoli non autorizzati. La massima massa ammissibile del veicolo, secondo il CdS, è

empiriche dei carichi da traffico da un anno di registrazioni dati dal sistema weigh-in-motion

di 44 t (tonnellate), ossia solo i veicoli con un peso di 440 kN, o meno, possono circolare liberamente, senza una autorizzazione speciale.

Pertanto, per continuare a servirsi di infrastrutture invecchiate, sebbene con restrizioni qualora le verifiche strutturali lo richiedano, le LL.GG.2020 prescrivono un controllo del traffico che vieta il transito di tutti i veicoli sovraccarichi, i quali, una volta riscontrati, dovranno essere deviati su altri percorsi di transito. Poiché, come accennato, l'A3 collega due porti marittimi molto trafficati, era nell'interesse del precedente operatore (*Autostrade Meridionali S.p.A.*, ora sostituito da *S/S S.p.A.*) progettare e applicare un sistema di controllo del traffico per: (i) monitorare tutti i veicoli in transito sul percorso; (ii) identificare i veicoli con una massa superiore a 44 t; (iii) inviare un avviso tempestivo agli autisti di non circolare nel tratto Cava de' Tirreni-Salerno; (iv) identificare le potenziali infrazioni a questa limitazione del traffico e segnalare i trasgressori alla polizia per la rimozione immediata dall'autostrada e permettere le conseguenti sanzioni amministrative. Questo sistema integra algoritmi software di rilevamento e allerta con elementi hardware come telecamere, sistemi di segnalazione attiva e tecnologia WIM. Il suddetto sistema è stato in continuo funzionamento sin dalla sua installazione all'inizio del 2021, con molti ulteriori dettagli disponibili nel materiale fornito dall'operatore autostradale [41]. (<https://www.stradeeautostrade.it/segnaletica-e-sicurezza/il-progetto-monitoraggio-overload-su-tratta-con-pese-dinamiche/>).

I dispositivi WIM, ovvero le bilance dei sistemi di pesatura, che forniscono i dati ampiamente descritti nel seguito [10], sono costituiti da piastre in acciaio inossidabile austenitico dotate di sensori a fibra ottica [42]. Come mostrato nella rappresentazione schematica in Figura 2.2, queste piastre sono incorporate all'interno del manto stradale, in modo che una coppia sfalsata di esse copra l'intera larghezza di una corsia, in grado di intercettare ciascuna un semi-asse di qualsiasi veicolo che rimanga esclusivamente all'interno di quella corsia, mentre oltrepassa la sezione di pesatura [43]. Ciò consente, oltre alla misurazione del carico di ciascun asse, anche la misurazione della distanza tra gli assi e della larghezza del veicolo. Tuttavia, questo implica che le informazioni riguardanti i veicoli che attraversano la sezione di controllo a cavallo di due corsie adiacenti, devono essere segnalate per la possibile imprecisione di alcune delle quantità sopra menzionate. Le misurazioni del peso sulle bilance WIM sono state certificate per garantire che il carico dinamico registrato rientri in una tolleranza del dieci per cento rispetto al corrispondente peso statico. Alcune di queste bilance WIM, sette nello

specifico, sono situate presso i caselli di Cava de' Tirreni, Vietri sul Mare e Salerno, coprendo entrambe le direzioni di traffico, come mostrato in Figura 2.1. Altre quattro balance si trovano tra i caselli di Scafati e Cava de' Tirreni, monitorando il traffico in direzione sud, e altre cinque dove l'autostrada A2 (tra Salerno e Reggio Calabria) si innesta all'A3. Queste ultime sono dedicate al monitoraggio del traffico in direzione nord, per inibire l'ingresso di veicoli sovraccarichi sull'A3 provenienti dall'A2 a sud. La principale caratteristica del sistema WIM è l'aggiornamento in tempo reale dei dati e la comunicazione tempestiva con il sistema centrale di accesso dell'autostrada ogni qualvolta che uno dei dispositivi rileva un veicolo il cui peso supera la soglia consentita, tramite dispositivi di controllo logico programmabile (PLC).

In questo capitolo vengono essenzialmente costruite e fornite le distribuzioni empiriche dei carichi di traffico e delle caratteristiche geometriche dei veicoli basate su un anno di dati WIM della A3. I dati forniti [10] sono stati registrati continuamente dal 1° febbraio 2021 al 31 gennaio 2022. Poiché l'attenzione del dataset condiviso [10] è rivolta a quei parametri che influenzano la determinazione delle azioni strutturali sui ponti stradali, come la distanza tra assi e i carichi sugli assi, in particolare per i veicoli più pesanti in transito, è necessario procedere a un'operazione di filtraggio dei dati da eventuali informazioni inaffidabili e/o osservazioni ripetute di un singolo transito veicolare, e consentire, quindi, l'ottenimento delle distribuzioni empiriche delle principali caratteristiche dei veicoli. Sebbene ci siano state alcune limitazioni al traffico sull'autostrada dove sono stati raccolti i dati, le operazioni di controllo qualità e filtraggio descritte di seguito hanno portato a una popolazione di circa diciassette milioni ($\approx 17,000,000$) di transiti. Il dataset [10] che ne risulta può essere utilizzato per derivare insiemi di distribuzioni empiriche condizionate, utili alla calibrazione dei carichi di traffico sui ponti, come potrebbe essere, ad esempio, la distribuzione dei carichi sugli assi e del peso del veicolo, condizionatamente al numero assi, alla categoria di peso del veicolo o al tipo di raggruppamento degli assi.

Di fatto, tali elaborazioni presentano tre tipi di qualità del dato, definite, per brevità, come OK, NL e NR. L'acronimo NR sta per *registrazioni errate*, già contrassegnati come tali dal sistema di acquisizione dati WIM, che sono esclusi dal dataset e dalle analisi successive. OK e NL possono essere considerati utilizzabili; pertanto, solo questi ultimi vengono conservati per l'elaborazione e le analisi successive. In effetti, l'acronimo NL indica una misurazione non valida per scopi legali

empiriche dei carichi da traffico da un anno di registrazioni dati dal sistema weigh-in-motion

(cioè, per imporre una multa per un'infrazione al CdS), anche se può essere tecnicamente valida. A ciascuna registrazione contrassegnata con NL è associato un codice di errore, utilizzato per indicare un'infrazione al traffico (ad esempio, eccesso di velocità) o un avviso del sistema WIM per il peso del veicolo oltre il limite consentito. Inoltre, tali registrazioni contrassegnate con NL includono anche registrazioni basate su informazioni parziali; questo sarebbe il caso di veicoli che non viaggiano esclusivamente all'interno dei confini di una singola corsia durante la misurazione, causando il passaggio di almeno un asse senza che entrambe le ruote attivino la bilancia WIM. In questo caso, il carico dell'asse viene stimato duplicando la misura della forza della ruota che è effettivamente riuscita ad attivare la bilancia durante il transito.

Nell'operazione di filtraggio dei dati spuri che non stati automaticamente contrassegnati con un codice di errore, sono stati introdotti alcuni criteri di accettazione aggiuntivi, in conformità con le migliori pratiche internazionali [44,45]. Questi criteri consistevano nell'analizzare i dati per rilevare registrazioni nulle o altre incongruenze logiche in termini di dimensioni del veicolo, peso o velocità. Più specificamente, sono stati esclusi dal dataset tutte le registrazioni di veicoli con peso totale al di fuori dell'intervallo $[2, 4,000]$ kN, o con distanze tra due assi consecutivi superiori a 10 m o inferiori a 0.8 m. Altri motivi per l'esclusione dall'analisi dati, riguardavano le registrazioni di veicoli con un solo asse, veicoli a due assi in cui uno dei due carichi registrati era inferiore al 20% del peso totale del veicolo, e un carico dell'asse inferiore a 0.1 kN. Infine, sono stati esclusi anche i veicoli con lunghezze registrate inferiori a 1.50 m e larghezze inferiori a 1.0 m corrispondenti, con buona probabilità, a motociclette, per le quali misurazioni affidabili sono al di là della sensibilità del sistema WIM.

Un altro tipo di risultato da filtrare è il conteggio multiplo dello stesso veicolo durante lo stesso viaggio. A tal fine, tutti i transiti dello stesso veicolo rilevati entro quarantasei minuti l'uno dall'altro su più rampe tra i caselli di Pontecagnano e Scafati, in entrambe le direzioni, vengono considerati solo una volta (tempo necessario per effettuare un viaggio di andata e ritorno tra i due caselli a una velocità media di 60 km/h). Inoltre, vengono anche esclusi i veicoli il cui numero di targa non è stato riconosciuto dal sistema WIM. Al termine delle operazioni di filtraggio, per il controllo della qualità dei dati sopra descritti, il numero risultante di registrazioni che costituiscono la base per ulteriori elaborazioni,

presentate nella sezione successiva, è, come anticipato, di circa diciassette milioni.

2.2 Elaborazione dei dati registrati

Ciascuno dei sedici dispositivi che compongono il sistema WIM, posizionati su diverse corsie dell'A3 come nel §2.1, fornisce una registrazione di dati per ogni transito veicolare rilevato. In riferimento all'anno di osservazione che va dal 1° febbraio 2021 al 31 gennaio 2022, sono diventati disponibili circa trentasei milioni ($\approx 36,000,000$) di registrazioni. Le informazioni più rilevanti fornite in ciascuna registrazione sono: (1) data e ora della misurazione; (2) qualità della misurazione e possibile codice di errore; (3) peso, lunghezza e larghezza del veicolo; (4) velocità e accelerazione del veicolo; (5) numero di assi; (6) carico associato a ciascun asse, larghezza e distanza tra gli assi dello stesso veicolo; (7) suddivisione del carico tra l'asse di destra e quello di sinistra. L'asse indica un componente meccanico metallico che collega le ruote e, per le statistiche di seguito, tutti gli assi sono inizialmente considerati in maniera singola, indipendentemente dalla distanza tra essi; il carico dell'asse si riferisce alla somma delle forze registrate dalle bilance WIM dagli pneumatici alle due estremità di un asse. Inoltre, a partire dalla definizione degli assi, è possibile identificare la lunghezza del veicolo come la distanza misurata tra il primo e l'ultimo asse. Un'altra informazione registrata dal sistema WIM è il numero di targa di ciascun veicolo; sebbene questo non faccia parte delle registrazioni di dati forniti, è utilizzato per identificare ciascun veicolo e filtrare le registrazioni multiple di un veicolo durante lo stesso viaggio, come già menzionato.

Per una rappresentazione grafica dei dati registrati, la Figura 2.3 mostra le distribuzioni di frequenza marginale, sottoforma di istogramma, del peso, del numero di assi, della lunghezza e della larghezza del veicolo. Questi istogrammi possono essere costruiti a valle di un'opportuna operazione di filtraggio dei dati grezzi registrati, come descritto nel §2.1. Pertanto, le ordinate nella figura rappresentano il numero di transiti unici in ciascun intervallo, normalizzato rispetto al numero totale di dati osservati filtrati, pari a poco più di diciassette milioni.

Osservando le figure è possibile riconoscere che il valore modale raccoglie più dell'80% dei dati in tre di queste quattro distribuzioni, notando come la leggibilità delle classi che contano solo poche migliaia di dati

risulta abbastanza ridotta. Per questo motivo, la Figura 2.3(a) è dotata di una visualizzazione ingrandita dei dati corrispondenti a veicoli con un peso superiore a 75 kN, e lo stesso vale per la Figura 2.3(c) ma, questa volta, per le lunghezze dei veicoli superiori a 15 m. I pannelli (b) e (d) della figura riportano rispettivamente la frequenza relativa del numero di assi per veicolo e la distribuzione relativa della larghezza del veicolo. Da questi grafici, si può osservare che il 94% dei veicoli registrati corrisponde alla categoria di mezzi a due assi e l'82% degli stessi rientra nella categoria di larghezza compresa tra 1.5 m e 2.0 m. In termini di peso, la frazione più ampia è quella dei veicoli con peso compreso tra 10 kN e 40 kN, mentre in termini di lunghezza, la maggior parte dei veicoli rientra nella classe tra 2 m e 3 m. In sintesi, come preventivabile, la maggior parte del traffico registrato può essere associata ad automobili e furgoni commerciali leggeri.

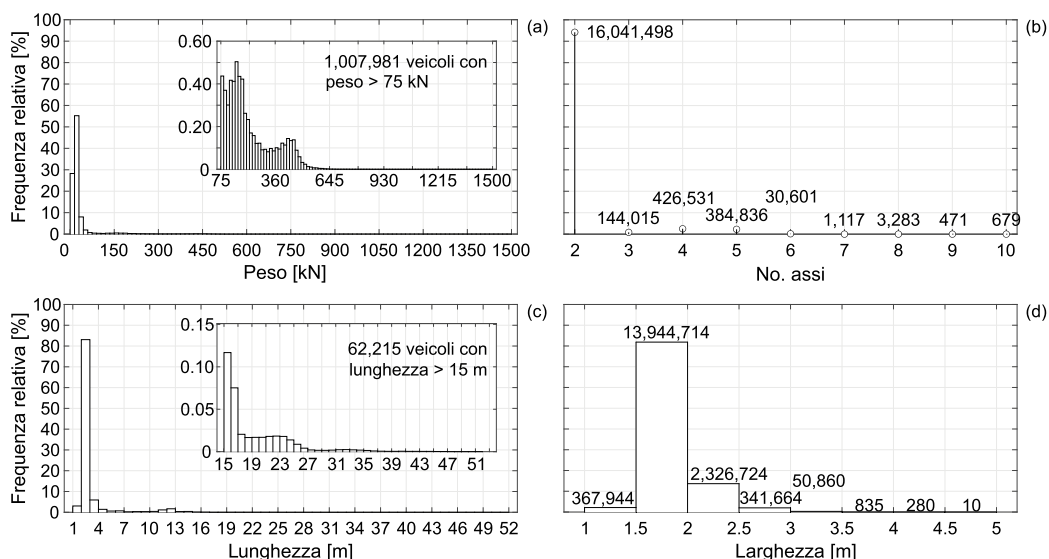


Figura 2.3. Distribuzioni di frequenza relativa marginale delle caratteristiche specifiche dei veicoli. (a) Distribuzione di frequenza relativa marginale del peso; (b) distribuzione di frequenza relativa marginale del numero di assi; (c) distribuzione di frequenza relativa marginale della lunghezza; (d) distribuzione di frequenza relativa marginale della larghezza.

La Tabella 2.1 fornisce una sintesi dei dati, suddivisi per categoria di peso del veicolo secondo il Codice della Strada italiano. Questa classificazione distingue come leggeri i veicoli con un peso totale inferiore a 75 kN, tra 75 kN e 260 kN come medi, tra 260 kN e 440 kN come pesanti e oltre i 440 kN come veicoli per trasporti eccezionali, già

precedentemente denominati ETV. È importante sottolineare che quest'ultima categoria comprende tutti i veicoli che superano il limite legale per il transito libero sulle autostrade italiane, in termini di massa, richiedendo quindi un'autorizzazione speciale per transitare, così come trattato nel §1.

Tabella 2.1. Numero di veicoli del campione di dati estratti, classificati per categorie secondo CdS.

	Totali	Leggeri	Medi	Pesanti	ETV
Passaggi	17,033,031	16,025,050	710,833	216,917	80,231
[%]	100	94	4.2	1.3	0.5

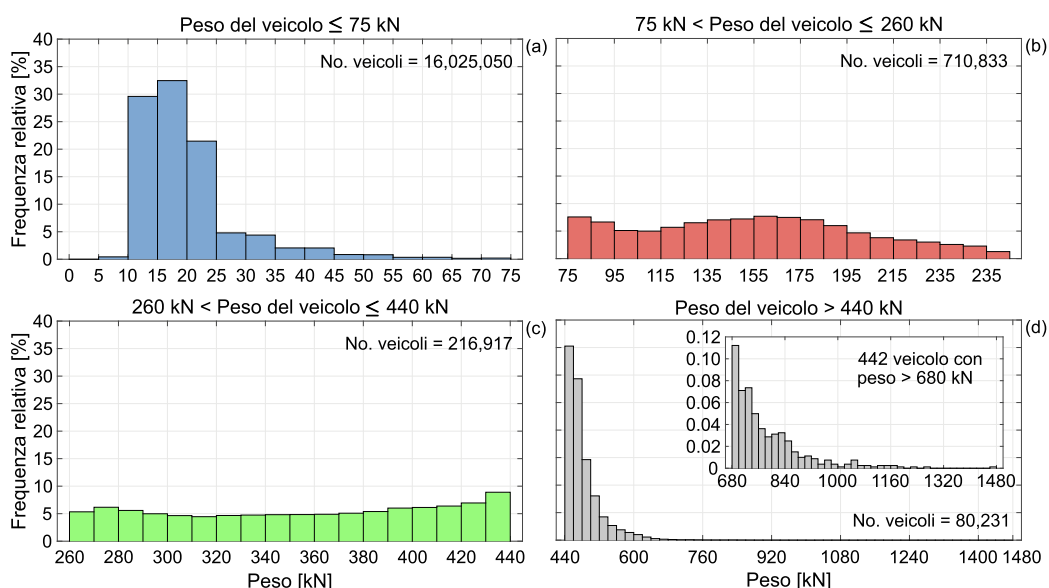


Figura 2.4. Distribuzione dei pesi lordi dei veicoli. (a) Distribuzione della frequenza relativa per veicoli leggeri; (b) distribuzione della frequenza relativa per veicoli medi; (c) distribuzione della frequenza relativa per veicoli pesanti; (d) distribuzione della frequenza relativa per veicoli con massa superiore a 44 t.

Per ottimizzare la visualizzazione del dataset fornito, sono state ottenute le seguenti distribuzioni empiriche di frequenza per i veicoli: (1) peso del veicolo, numero di assi, lunghezza e larghezza del veicolo, data la categoria di peso, (2) peso del veicolo, dato il numero di assi, (3) carico massimo per asse dato il numero di assi, (4) carico del gruppo assiale per assi singoli, tandem e tridem, (5) distanza media tra gli assi in funzione del numero di assi, (6) distanza minima tra gli assi in funzione del numero di assi. Pertanto, la Figura 2.4 mostra le distribuzioni empiriche del peso dei veicoli all'interno di ciascuna delle quattro categorie. Nonostante i

veicoli leggeri rappresentino il 94% dei dati utilizzabili registrati, mentre le categorie media, pesante ed eccezionale costituiscano rispettivamente il restante 4.2%, 1.3% e 0.5%, le statistiche delle tre categorie più pesanti possono in realtà essere più influenti per le applicazioni ingegneristiche relative ai carichi di traffico, come si potrà osservare in seguito al §3. Inoltre, la Figura 2.4 mostra che i veicoli nella fascia di peso compresa tra 75 kN e 440 kN, seguono una distribuzione di frequenza più uniforme, a differenza dei veicoli più leggeri, in cui la distribuzione presenta una moda distinta tra 15 kN e 20 kN. D'altra parte, la distribuzione di peso della categoria relativa ai veicoli per trasporto eccezionale, a partire da 440 kN, decresce bruscamente, riflettendo la minore probabilità di trasporto di oggetti di massa elevata sulla rete autostradale, con il veicolo più pesante registrato che raggiunge quasi i 1480 kN.

La Figura 2.5 mostra le distribuzioni di frequenza del numero di assi per veicolo, condizionate alla fascia di peso del veicolo. Tutti i veicoli nel dataset hanno un numero minimo di assi registrato pari a due e un massimo di dieci, poiché i valori al di fuori di questo intervallo sono stati considerati potenzialmente spuri e, di conseguenza, rimossi mediante operazioni di filtraggio. Come previsto, la categoria dei veicoli leggeri è dominata dai veicoli passeggeri e commerciali a due assi, con il 98% dei dati nel pannello (a), nel quali si evidenzia un picco significativo. Per la categoria di veicoli di peso medio, nel pannello (b), la percentuale di veicoli a due assi scende a circa il 50%, con i veicoli a tre o cinque assi che coprono un altro 30% circa. Per i veicoli più pesanti, superiori a 260 kN, la configurazione a cinque assi è la più frequentemente osservata, con una frequenza relativa del 74% nel pannello (c) e del 92% nel pannello (d). In confronto, la seconda configurazione più frequente nel pannello (c) è quella dei veicoli a quattro assi, che rappresentano il 18,7% delle osservazioni, mentre per i veicoli per trasporti eccezionali nel pannello (d) rappresentano poco meno del 5%.

La Figura 6 mostra le distribuzioni di frequenza della lunghezza dei veicoli per le quattro categorie di peso. Ricordando che il dataset non contiene dati sui motocicli e che la lunghezza è definita come la distanza tra gli assi esterni del veicolo, il valore minimo registrato per la lunghezza è di circa 1.50 m.

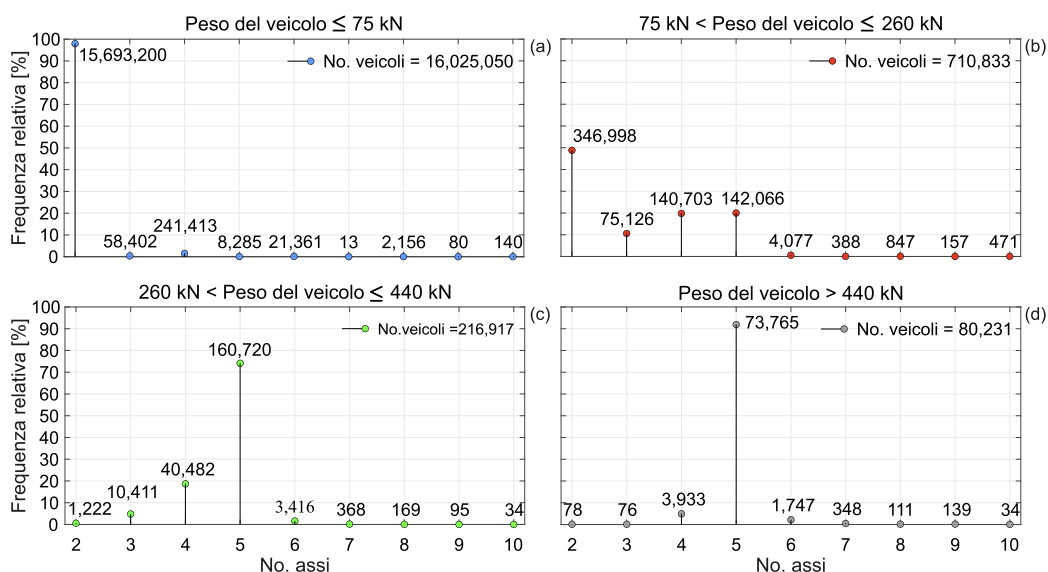


Figura 2.5. Numero di assi per veicolo. (a) Distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli leggeri; (b) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli medi; (c) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli pesanti; (d) distribuzione di frequenza relativa del numero di assi per i veicoli con massa superiore a 44 t.

Sebbene sia stata imposta una restrizione sul numero massimo di assi per il filtraggio, nessuna limitazione è stata applicata alla lunghezza dei veicoli, con alcuni che superano i 40 m. Ad esempio, il veicolo più lungo registrato nel pannello (a) raggiunge una lunghezza di 47.3 m, dieci assi e una larghezza di 1.76 m. Passando dai veicoli più leggeri a quelli più pesanti, ossia dal pannello (a) al pannello (d), la lunghezza media aumenta progressivamente da 2.8 m a 7.8 m, 11.5 m e infine 11.6 m, rispettivamente. Le distribuzioni di frequenza relativa della larghezza dei veicoli data la categoria di peso, sono mostrate in Figura 2.7. Come intuibile, questi dati mostrano meno eterogeneità rispetto a lunghezze e pesi. Quasi il 90% dei dati osservati sui veicoli leggeri si trova tra 1.5 m e 2 m, mentre oltre l'80% dei veicoli di massa media e pesante, si colloca tra 2 m e 2.5 m. Il veicolo più largo registrato ha una larghezza di 4.7 m ed è un veicolo a due assi, lungo 2.9 m e pesante 20 kN.

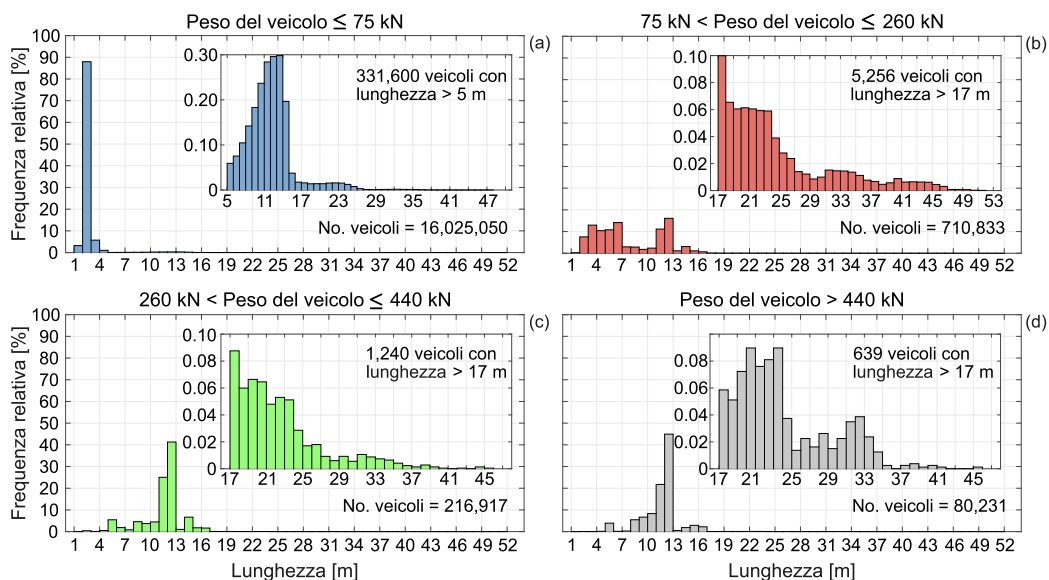


Figura 2.6. La lunghezza dei veicoli è rappresentata attraverso distribuzioni di frequenza relativa per ciascuna categoria di peso. Il pannello (a) mostra la distribuzione delle lunghezze per i veicoli leggeri, il pannello (b) per i veicoli medi, il pannello (c) per i veicoli pesanti e il pannello (d) per i veicoli con massa superiore a 44 t.

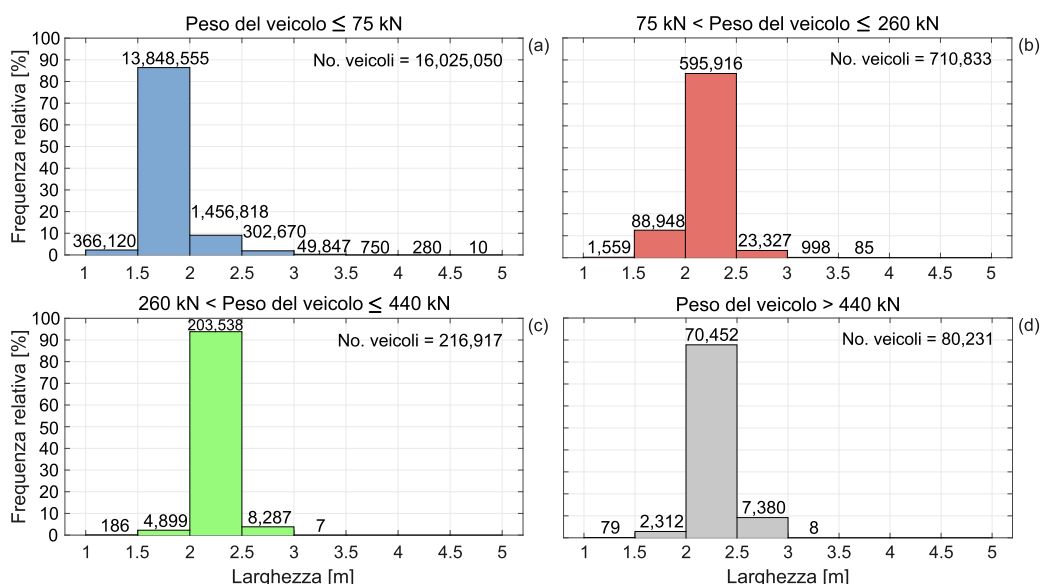


Figura 2.7. Le distribuzioni delle larghezze dei veicoli. La distribuzione di frequenza relativa della larghezza dei veicoli leggeri è mostrata nel pannello (a), mentre il pannello (b) presenta quella dei veicoli di media massa, il pannello (c) dei veicoli pesanti e, infine, il pannello (d) per quelli con massa superiore a 44 t.

Come accennato, un altro modo per classificare i veicoli è organizzare i dati in base al numero di assi. Ad esempio, la Tabella 2.2 fornisce una suddivisione del numero di veicoli osservati per configurazione del numero di assi, anche definita categoria del veicolo, nonché i valori massimi registrati dei parametri geometrici e di peso, cioè il peso del veicolo, il carico massimo per asse, la lunghezza e la larghezza.

Tabella 2.2. Suddivisione del numero di registrazioni in base al numero di assi di ciascun veicolo e agli intervalli di valori minimi/massimi registrati per ciascun parametro e categoria di veicolo.

No. assi	No. dati e del percentuale totale		Peso max [kN]	Carico max/asse [kN]	Lunghezza [m]		Larghezza [m]	
					min	max	min	max
2	16,041,498	94.20%	740	400	1.50	10.00	1.0	4.7
3	144,015	0.80%	716	390.3	1.62	19.89	1.0	3.5
4	426,531	2.50%	940	429.8	2.82	25.12	1.0	3.3
5	384,836	2.20%	1278	398.4	4.06	28.66	1.0	3.2
6	30,601	0.20%	1480	383.4	6.63	32.37	1.0	3.1
7	1,117	0.01%	814	224	10.79	34.37	1.7	2.7
8	3,283	0.02%	1110	391.7	8.36	40.39	1.0	3.1
9	471	0.00%	872	176.5	14.72	42.93	1.1	2.5
10	679	0.00%	1148	161.6	13.97	51.53	1.4	2.8

Le distribuzioni di frequenza del peso, del carico massimo per singolo asse, della distanza minima e media tra gli assi consecutivi di un veicolo, ciascuna per un numero dato di assi, sono mostrate nelle Figura 2.8 e Figura 2.9. Tali distribuzioni di probabilità condizionate potrebbero risultare utili nei casi in cui si volesse sfruttarle in applicazioni di simulazione del traffico, per le quali venga richiesto un campionamento dalla distribuzione congiunta dei parametri geometrici del veicolo e del carico degli assi. Per una migliore visualizzazione dei dati in questi grafici, i due pannelli superiori di ciascuna figura si riferiscono ai veicoli con un numero di assi compreso tra due e cinque, mentre le informazioni relative ai veicoli con sei a dieci assi occupano i due pannelli inferiori.

Con lo stesso intento di migliorare la leggibilità grafica dei dati, in ciascun pannello, le distribuzioni di frequenza sono rappresentate da linee continue, anziché dalle barre utilizzate nelle figure precedenti. Le linee collegano i valori di frequenza relativa, all'ascissa dei centri delle barre di larghezza fissa, consentendo la sovrapposizione di più distribuzioni per pannello. La Figura 2.8 mostra le distribuzioni di probabilità, condizionate al numero di assi, per il peso del veicolo e il carico massimo per asse per veicolo, tracciate con un passo (larghezza della barra) di 10 kN. Dalla figura, si può osservare che, ad eccezione dei veicoli a due assi, le distribuzioni tendono a essere multimodali, un effetto che risulta più pronunciato per le distribuzioni del carico massimo per asse. La Figura 2.9 mostra le distribuzioni di probabilità, condizionate anch'esse al numero di assi, della distanza minima e media tra gli assi per categoria di veicolo. Informazioni geometriche come la distanza tra assi consecutivi possono essere importanti per determinare l'effetto dei carichi del traffico sui ponti, poiché la concentrazione delle forze su una regione della carreggiata può aggravare la richiesta strutturale in termini di sollecitazioni.

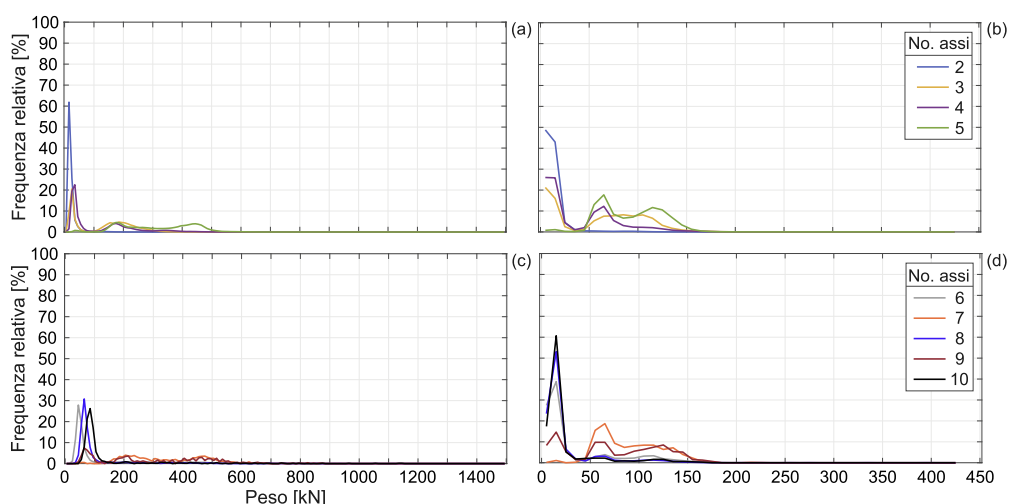


Figura 2.8. Distribuzioni di frequenza relativa in base al numero di assi del veicolo: (a) distribuzioni del peso, da due a cinque assi; (b) carico massimo per asse per veicolo, da due a cinque assi; (c) peso, da sei a dieci assi; (d) carico massimo per asse, da sei a dieci assi.

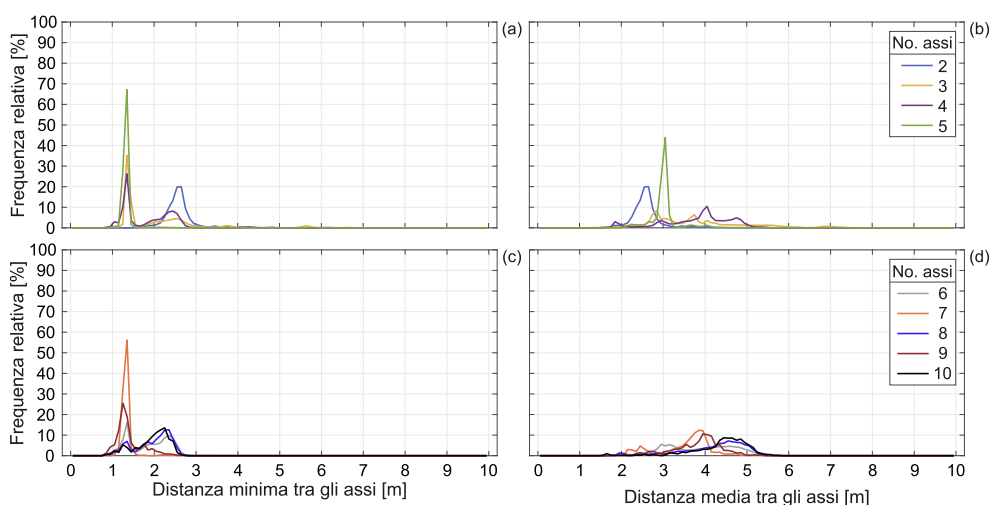


Figura 2.9. Distribuzioni di frequenza relativa in base al numero di assi del veicolo: (a) distribuzioni della distanza minima tra assi, da due a cinque assi; (b) distanza media tra assi, da due a cinque assi; (c) distanza minima tra assi, da sei a dieci assi; (d) distanza media tra assi, da sei a dieci assi.

2.3 Validazione tecnica: verifica dei dati

Come già accennato nella sezione al §2.1, i dati registrati sono stati sottoposti a una serie di verifiche di controllo della qualità prima di essere

inclusi nel dataset condiviso [10]. Queste verifiche comprendevano controlli logici, come la verifica che fosse stato fornito un carico per ogni asse identificato, che la somma dei carichi degli assi corrispondesse al peso del veicolo stesso o che la somma delle distanze tra gli assi consecutivi fosse coerente con la lunghezza totale. Un'altra verifica indiretta è stata quella di confrontare alcune delle distribuzioni empiriche con le loro corrispondenti pubblicate in letteratura.

Per questa ragione, i dati sono stati assemblati in un modo diverso, che ha trovato, in passato, applicazione nella costruzione di modelli di carico per ponti, esaminando il carico trasferito dai gruppi di assi dei veicoli più pesanti, come i camion. In questo contesto, i carichi degli assi registrati di tutti i veicoli con un peso totale superiore a 75 kN sono stati suddivisi in assi singoli, assi tandem e assi tridem, basandosi su un criterio espresso in termini di distanza: gli assi distanti meno di 1.8 metri l'uno dall'altro sono considerati come parte di un gruppo, sommando i carichi a essi corrispondenti [46]. Questa operazione è piuttosto intuitiva, poiché si può supporre che, dato il peso totale del veicolo, i carichi trasferiti attraverso assi vicini non siano indipendenti. Le distribuzioni empiriche marginali per i tre gruppi di assi di tutti i veicoli, ad eccezione della categoria dei veicoli leggeri, sono fornite negli istogrammi della Figura 2.10.

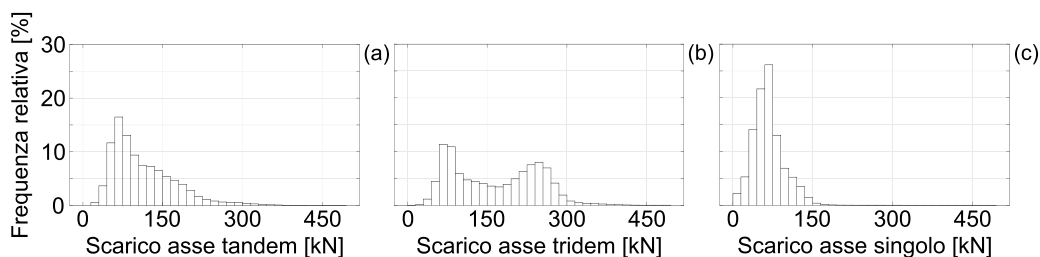


Figura 2.10. Distribuzioni empiriche marginali dei carichi degli assi dei veicoli pesanti per (a) assi tandem, (b) assi tridem, (c) assi singoli.

La figura mostra che tutte e tre le distribuzioni presentano un valore modale tra i 75 kN e i 90 kN, ma la distribuzione del carico degli assi tandem presenta una coda osservata molto più pronunciata rispetto a quella della controparte ad asse singolo, mentre la distribuzione del carico degli assi tridem è chiaramente bimodale. Infatti, queste due osservazioni sul numero e sulla posizione dei valori modali (primo) derivano da un anno di traffico sull'A3 e sono piuttosto coerenti con le corrispondenti distribuzioni pubblicate dei dati WIM, registrati in Francia alla fine degli anni '80 e a metà degli anni '90 [47,48]. Questo confronto è significativo

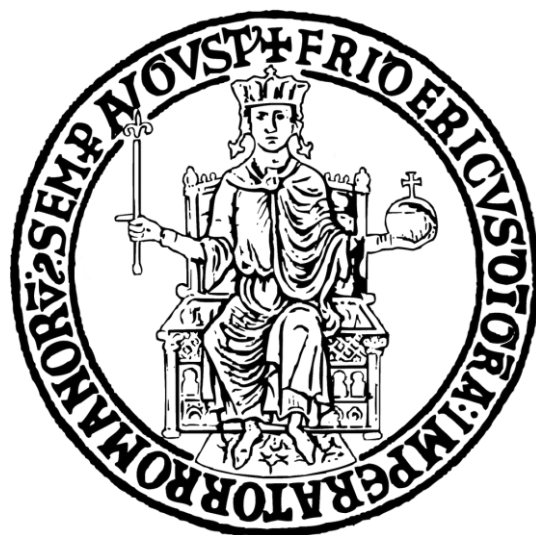
perché i dati sul traffico registrati sull'autostrada francese A6 alla fine degli anni '80, sopra citati, sono stati molto influenti nello sviluppo del modello di carico da traffico riportati nel [5] per i ponti stradali. D'altra parte, una differenza significativa tra il dataset oggetto di studio e quello su cui si basano i modelli di carico attuali riguarda i valori massimi registrati. In particolare, il massimo carico degli assi tridem rilevato nei recenti dati italiani, riportato nel pannello (b) della Figura 2.10, mostra una frequenza relativa più elevata intorno alla prima moda (70–150 kN) rispetto a quanto osservato nei dataset precedenti. Un'ulteriore differenza emerge dal confronto dei massimi carichi registrati nelle tre distribuzioni per i due dataset: dai dati francesi risulta infatti che, sebbene i massimi carichi degli assi singoli siano comparabili, gli assi tandem presentano un massimo di circa 240 kN, mentre gli assi tridem raggiungono circa 310 kN e la coda superiore della distribuzione in Figura 2.10(b) va ben oltre questo valore.

Sintetizzando, lo scopo di questo capitolo è quello di condividere elaborazioni sottoforma di distribuzioni di probabilità empiriche, basate su dati registrati da sistemi WIM. Negli ultimi trent'anni, una delle applicazioni principali dei dati WIM nei campi dell'ingegneria strutturale e dei trasporti è stata legata allo sviluppo e alla calibrazione dei carichi di traffico previsti dalle normative internazionali, da impiegare per la progettazione e/o valutazione della sicurezza strutturale dei ponti stradali. I valori di carico di progetto per i ponti si basano su criteri di affidabilità, mirando a raggiungere livelli prestabiliti di sicurezza strutturale. In questo contesto, i carichi da traffico sui ponti dovrebbero essere calibrati per riflettere azioni rare, con una probabilità di superamento oggetto di prescrizione. In un primo momento, potrebbe sembrare che le statistiche sul peso dei veicoli e sui carichi degli assi derivanti dai dati WIM, come quelli presentati, possano essere utilizzate per la determinazione diretta di tali valori di carico. Tuttavia, non è così per due motivi principali: innanzitutto, gli intervalli di registrazione in continuo tipicamente disponibili, sono significativamente inferiori ai periodi di ritorno prescritti per le azioni di progetto designate ai controlli di sicurezza strutturale. In secondo luogo, le azioni sui ponti, in termini di forze interne degli elementi strutturali, come il momento flettente o il taglio, dipendono dalla disposizione spaziale e dalla concentrazione dei carichi degli assi sulla carreggiata del ponte, mentre il monitoraggio WIM produce dati più puntiformi e localizzati.

Alla luce di queste osservazioni, i dati WIM vengono principalmente utilizzati per impostare e calibrare simulazioni di traffico, con l'obiettivo di superare le limitazioni sopra menzionate. Tali simulazioni sfruttano le

distribuzioni empiriche derivate dai dati WIM, o modelli parametrici basati sugli stessi, campionando le caratteristiche dei veicoli circolanti su più corsie, come lunghezza, velocità, numero di assi, distanze tra essi e carichi degli assi, per creare registrazioni artificiali di scenari di traffico sui ponti oggetto di interesse. Poiché tali simulazioni devono, in linea di principio, campionare le caratteristiche dei veicoli a partire dalla distribuzione congiunta di questi parametri, gli standard di qualità e completezza dei dati WIM corrispondenti sono particolarmente elevati. Un esempio concreto di questa applicazione è rappresentato dagli studi di calibrazione del modello di carico presente all'interno del EN-1991-2 [5], iniziati con la disponibilità di dati di monitoraggio del traffico e WIM per diverse autostrade europee; per giungere alla conclusione che solo una piccola frazione di tali registrazioni conteneva dettagli sufficientemente precisi riguardo alla geometria del veicolo, velocità e caratteristiche di carico degli assi su più corsie, tali da poter costituire una base appropriata per simulazioni di traffico significative [49].

Ispirandosi alle procedure di calibrazione dei carichi da traffico basate sulla simulazione, e considerando i significativi cambiamenti dei flussi di traffico e delle caratteristiche dei carichi verificatisi in Europa negli ultimi quarant'anni, la disponibilità di un ampio e dettagliato insieme di dati sul traffico, adeguato ad applicazioni ingegneristiche, ha reso possibile lo sviluppo di una metodologia di simulazione semplificata del traffico, ampiamente descritta al §3.



CAPITOLO 3

Strumento semplificato di simulazione del traffico per la definizione dei carichi sui ponti

*Vassene 'l tempo e l'uom non
se n'avvede.*

Dante Alighieri

La definizione delle azioni da carico da traffico [50] per la valutazione della sicurezza dei ponti è tipicamente basata su un approccio semi-probabilistico [51,52]. Comunemente si fa riferimento a modelli di traffico standard e a schemi di carico tipici [49] che non tengono conto della variazione della distribuzione del traffico tra diversi ponti, né distinguono tra nuove progettazioni e valutazioni di strutture esistenti [53].

Con la disponibilità di dati sperimentali provenienti dai sistemi di pesatura WIM (come, per esempio, quelli illustrati al §2) si è aperta la possibilità di descrivere il traffico in modo statistico sulla base di dati reali, coerentemente al cambiamento delle configurazioni dei veicoli e all'aumento dei flussi e dei carichi avvenuto negli ultimi quarant'anni.

La letteratura sull'uso dei dati WIM per la valutazione delle azioni da traffico può essere organizzata in tre principali filoni: (i) *approcci statistici diretti*, (ii) *modelli microsimulativi del traffico* e (iii) *modelli semplificati basati su processi stocastici*. I primi si concentrano sull'analisi dei dati WIM per derivare distribuzioni di carico e stimare valori estremi su orizzonti temporali lunghi. L'idea è trattare il traffico come una sequenza di eventi indipendenti, da cui estrapolare le azioni massime attese. Tra i contributi più noti vi sono quelli di Nowak [54], che ha proposto modelli di carico calibrati sui dati, e Moses [55], che ha introdotto metodologie per la

calibrazione dei fattori di carico nelle verifiche di sicurezza. L'approccio statistico è stato successivamente esteso con tecniche di analisi dei valori estremi, ad esempio da Getachew e O'Brien [56], che hanno applicato metodi di estrapolazione alle sollecitazioni calcolate a partire dai transiti registrati. L'aspetto limitante di questo approccio è che esso dipende in modo diretto dalla serie di dati disponibile [57].

Il secondo filone di modelli si basa sulla ricostruzione esplicita del traffico mediante modelli di microsimulazioni. In questi casi, i veicoli sono generati e fatti evolvere sulla rete stradale secondo modelli cinematici o dinamici che descrivono le interazioni tra mezzi, i fenomeni di congestione e il comportamento dei conducenti. Questo approccio consente di riprodurre condizioni di traffico molto realistiche, comprese le configurazioni congestionate o a più corsie. Tra i contributi principali si citano i lavori raccolti nel progetto COST 323 [58], che hanno costituito una base metodologica per la modellazione del traffico su ponti, gli studi di Caprani [59] che ha utilizzato le microsimulazioni per calibrare modelli di carico in condizioni di congestione e lo studio sulla A52 Tangenziale di Napoli [28]. Il limite principale dei modelli microsimulativi è il costo computazionale e la complessità: la loro applicazione sistematica richiede grandi quantità di dati e tempi di calcolo significativi.

Infine, per superare la dicotomia tra modelli puramente statistici e microsimulazioni complesse, negli ultimi anni sono stati sviluppati approcci intermedi, che cercano di rappresentare in maniera semplificata ma coerente le caratteristiche essenziali del traffico. Bruls et al. in [60] hanno proposto un modello semplificato di generazione del traffico, utilizzato poi per la calibrazione degli Eurocodici [5]. Successivamente in [61] è stato introdotto un modello di headway stocastico per descrivere gli intervalli temporali tra veicoli, mentre in [62] è stato esteso il metodo al traffico su più corsie. Più recentemente, Enright e O'Brien [63] hanno sviluppato simulazioni Monte Carlo che, a partire da distribuzioni di peso e interarrivo derivate dai dati WIM [64], hanno permesso di stimare distribuzioni di sollecitazioni estreme in modo più affidabile.

La procedura di simulazione descritta in questo capitolo si inserisce nel filone dei modelli semplificati. Come in altri approcci semplificati, i dati WIM costituiscono la base per la definizione dei flussi orari di traffico e delle distribuzioni delle caratteristiche veicolari [65]. Viene introdotta una classificazione dei giorni tramite analisi di clustering, che consente di descrivere la variabilità del flusso giornaliero attraverso un numero ridotto

di scenari rappresentativi. Per ogni scenario, si generano gli arrivi dei veicoli tramite un Processo di Poisson Omogeneo (PPO, [66]) e, successivamente, si eseguono simulazioni Monte Carlo [67] delle caratteristiche veicolari e delle modalità di transito sul ponte, attraverso il campionamento della corsia di marcia e della velocità di percorrenza. Tuttavia, la concomitanza di mezzi pesanti su un ponte potrebbe condizionare la valutazione delle azioni da traffico, per cui la semplificazione adottata si colloca tra simulare il traffico sulla rete e l'imposizione artificiale della condizione di traffico congestionato. Infatti, l'interazione tra veicoli successivi sul ponte è modellata mediante un adattamento delle velocità.

In questo contesto, il presente lavoro si pone come obiettivo quello di fornire uno strumento in grado di stimare le azioni sui ponti a partire da dati reali registrati. Inoltre, grazie alla natura probabilistica del modello, esso può essere impiegato anche in analisi di affidabilità strutturale.

L'organizzazione del capitolo è strutturata come segue. La sezione 1 descrive la metodologia, sintetizzando i principi alla base della procedura semplificata di simulazione. La sezione 2 descrive le simulazioni Monte Carlo per la generazione dei veicoli e la definizione delle modalità di transito. La sezione 3 illustra il viadotto archetipico su cui è stata applicata la procedura di simulazione. La sezione 4 analizza gli effetti dinamici indotti dal passaggio di un veicolo su un ponte. La sezione 5 definisce i criteri di validazione dell'applicabilità della procedura. La sezione 6 presenta i risultati ottenuti e le osservazioni conclusive.

3.1 Metodologia

In questo capitolo si descrive una procedura di simulazione semplificata del traffico per la definizione dei carichi sui ponti, calibrata mediante un'analisi probabilistica dei dati dei sistemi WIM installati sull'autostrada A3 Napoli-Salerno-Pompei, descritti al §2. Trattandosi di un collegamento tra due delle aree portuali più importanti del Mezzogiorno, molte tratte sono caratterizzate da tre corsie per senso di marcia e interessate da elevati valori di flussi orari giornalieri.

La procedura si basa su simulazioni Monte Carlo del flusso orario, utilizzando un PPO per identificare i tempi di arrivo, t_a , delle categorie dei veicoli, definite in funzione del numero di assi costituenti gli scarichi

verticali dei mezzi. Le caratteristiche dei veicoli (peso, scarichi degli assi e distanze tra gli assi), le corsie e le velocità di transito, sono ricavate mediante campionamento da distribuzioni empiriche dai dati WIM. I veicoli generati vengono immessi su un ponte archetipico, descritto nel dettaglio al §3.3.1, con moto rettilineo uniforme e modellando la loro interazione lungo la stessa corsia di marcia attraverso una variazione adattiva delle velocità, in modo da evitare sovrapposizione tra veicoli successivi. L'obiettivo è calcolare le sollecitazioni massime giornaliere – momento flettente e taglio - su sezioni critiche dell'impalcato del ponte archetipico semplicemente appoggiato. Le distribuzioni degli effetti massimi giornalieri vengono estrapolate all'orizzonte temporale annuale utilizzando modelli di probabilità ai valori estremi, DVE, e gli effetti calibrati sono confrontati con quelli previsti dalle più recenti norme vigenti [5–7].

In Figura 3.1 si evidenzia la struttura logica dello studio, descrivendo in maniera sequenziale le diverse fasi della ricerca attraverso un diagramma di flusso. Tale schema consente di visualizzare i passaggi metodologici principali, dall'acquisizione dei dati alla loro elaborazione e interpretazione, fornendo una visione di insieme del processo seguito. Analizzando nel dettaglio il diagramma di flusso, i passaggi logici possono essere sintetizzati nei punti di seguito:

1. *variabilità del flusso di traffico nel tempo*. Si fa riferimento a un anno di osservazione del traffico, all'interno del quale viene calcolato il flusso orario dei veicoli (definito tasso orario, λ , ed espresso in termini di numero di veicoli transitanti in un'ora sulla tratta autostradale A3 Napoli-Pompei-Salerno) distinguendo **tre** fasce orarie in un giorno (TP1, TP2 e TP3). La fascia TP1 (10pm – 6am, fascia serale) è associata alle ore di punta in uscita, la TP2 (6am – 2pm, fascia mattutina) è associata alle ore di punta in ingresso, mentre la TP3 (2pm – 10pm, fascia pomeridiana) fa riferimento alle ore intermedie. Definito il flusso orario, si esegue un'analisi di clustering e, individuando **tre** cluster di giorni tipo, si procede al ricampionamento con sostituzione del traffico giornaliero (sequenza di ventiquattro, 24, flussi orari) da ogni cluster secondo il peso a esso assegnato.
2. *Definizione del numero di veicoli in un determinato intervallo di tempo/ripartizione del numero dei veicoli tra le categorie*. Per ciascuna ora di simulazione, l'immissione dei veicoli sul ponte è modellata attraverso un processo stocastico PPO di

parametro λ , rappresentativo del flusso orario di una specifica categoria di veicoli. Le categorie sono state associate al numero di assi dei veicoli registrati dal sistema WIM, come riportato in Tabella 3.1.

Tabella 3.1. Categorie dei veicoli in relazione al numero di assi registrati.

Categoria	1	2	3	4	5	6	7	8	9
No. assi	2	3	4	5	6	7	8	9	10

3. *Determinazione del peso di ogni veicolo.* Le distribuzioni empiriche descritte al §2 sono state rielaborate eseguendo una suddivisione dei dati WIM in **nove** categorie dei veicoli e **sei** fasce orarie, in modo da tener conto delle caratteristiche del flusso orario dei veicoli all'interno della giornata. Pertanto, per ogni veicolo, il peso è campionato dalla corrispondente distribuzione empirica, condizionata a categoria e fascia oraria. Questo duplice condizionamento è stato motivato dalla necessità di ricostruire un flusso veicolare il più coerente possibile con quanto riscontrato dai dati registrati, come si potrà osservare di seguito al §3.2. Il campionamento del peso dei veicoli dalla distribuzione empirica equivale a procedere a ricampionamento con sostituzione. Infatti, attraverso questa operazione, si fa corrispondere ogni valore di peso con un veicolo registrato di distanza interassi e scarichi degli assi note. In altre parole, si procede campionando da ulteriori rielaborazioni del dataset WIM, costruendo distribuzioni empiriche congiunte e condizionate del peso, delle distanze interasse e degli scarichi degli assi, data la categoria del veicolo e la fascia oraria.
4. *Selezione di un viadotto caso studio.* Si fa riferimento a un ponte archetipico appoggiato-appoggiato in CAP, caratterizzato da un'unica carreggiata stradale costituita da tre corsie di marcia.
5. *Ripartizione dei veicoli tra le corsie.* Definita la generazione dei veicoli, la loro assegnazione al ponte caso studio avviene mediante campionamento delle corsie di marcia da distribuzioni empiriche condizionate alla categoria del veicolo e alle **tre** fasce orarie, ottenute dai dati delle pesa della sezione di Pontecagnano (identificate dai codici #14,

#15 e #16 al §2), per le quali si dispone a priori della distinzione tra le corsie di marcia.

6. *Assegnazione della velocità dei veicoli.* Associate le corsie a ciascun veicolo, si esegue inizialmente il campionamento delle velocità da distribuzioni empiriche condizionate a **tre** fasce orarie, alla categoria del veicolo e alla corsia. A questo punto, nell'ipotesi di moto rettilineo uniforme e noti il tempo di arrivo e la lunghezza del generico veicolo, nonché la sua velocità, è possibile calcolare il tempo che impiegherebbe il veicolo ad attraversare il ponte, calcolandone il tempo di uscita. Iterando questa operazione su tutti i veicoli, si esegue una verifica di coerenza tra le velocità e le posizioni dei veicoli già presenti sulla stessa corsia del ponte, con eventuale riduzione della velocità al fine di evitare sovrapposizioni tra veicoli successivi.
7. *Interazione dei veicoli sul ponte.* Nell'ipotesi sopra citata di moto rettilineo uniforme (velocità costante), non sono state simulate condizioni di sorpasso e/o variazioni di velocità durante il transito dei veicoli sul ponte. Una eventuale condizione di traffico congestionato è stata modellata imponendo che la velocità del veicolo in ingresso si adatti a quella del veicolo già presente nella stessa corsia evitando, in questo modo, la necessità di sorpasso. È stato inoltre assunto che la distanza minima di headway tra il veicolo che precede il veicolo che segue in possibile accodamento è pari a 1.50 metri.
8. *Calcolo dell'effetto massimo attraverso superfici di influenza.* In questo studio sono state definite due sezioni critiche, in corrispondenza dell'impalcato del ponte caso studio, per il calcolo degli effetti massimi ottenuti a valle della procedura di simulazione: la sezione di mezzeria della trave di bordo per il calcolo del momento flettente e la sezione di appoggio della stessa trave per il calcolo del taglio. Tali sollecitazioni sono state ottenute attraverso la teoria delle linee di influenza e adottando il metodo di Courbon [68] per modellare la ripartizione trasversale. Nello specifico, ricavati i coefficienti di ripartizione alla Courbon, sono state implementate delle superfici di influenza attraverso cui calcolare le sollecitazioni nelle sezioni di interesse, a partire dalle posizioni dei carichi sul ponte osservate in un intervallo

temporale di 0.1 s per ciascuna ora. In questo modo, dai massimi effetti orari (ventiquattro sollecitazioni massime), sono state ricavate le massime sollecitazioni giornaliere, registrando la corrispondente configurazione dei carichi e la loro disposizione sul ponte caso studio.

9. *Valutazione degli effetti dinamici.* Per l'analisi è stata adottata la teoria della dinamica dei sistemi continui. In particolare, assumendo come schema strutturale una trave appoggiata-appoggiata, il coefficiente di amplificazione dinamica, φ , è stato definito come il rapporto tra l'effetto dinamico e l'effetto statico riferiti al passaggio dello stesso veicolo sul ponte [49,60], come sarà illustrato nel §3.4.

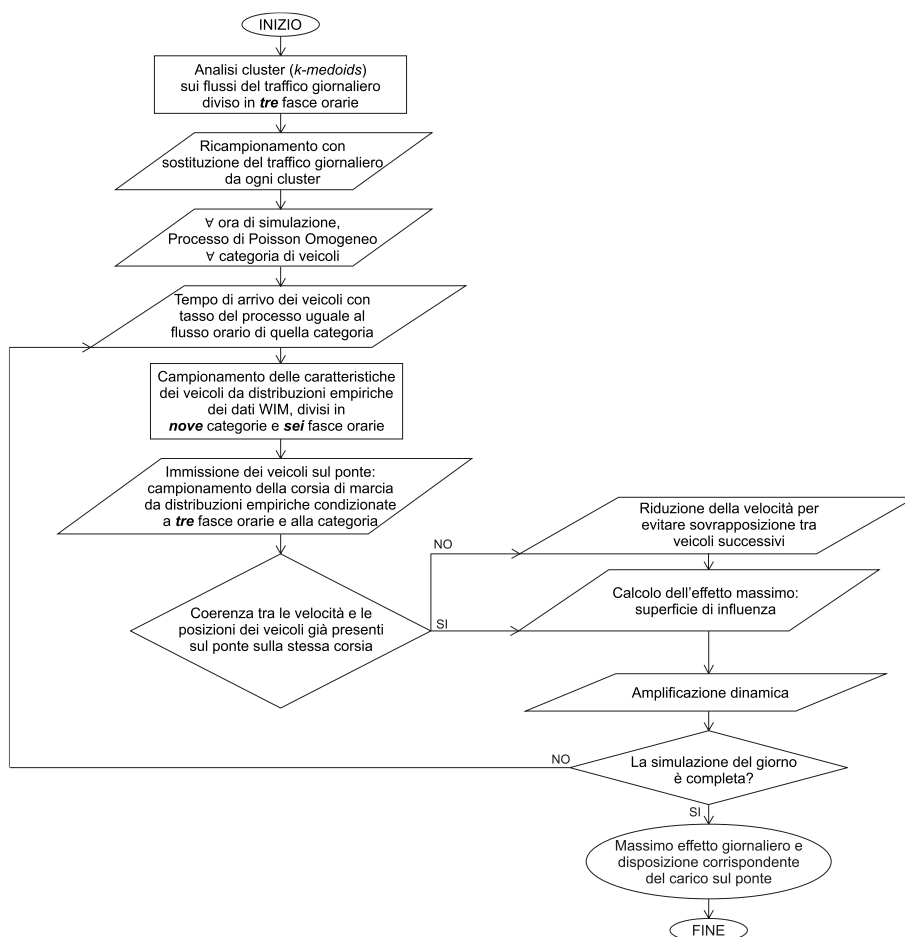


Figura 3.1. Diagramma di flusso della procedura di simulazione semplificata di traffico.

3.1.1 Analisi di clustering

Al fine di individuare andamenti del traffico veicolare, è stata condotta una analisi di clustering basata sull'algoritmo *k-medoids* [69,70]. Tale metodologia, a differenza del più diffuso *k-means* [71], presenta una maggiore robustezza nei confronti di valori ritenuti anomali, in quanto i rappresentanti di ciascun cluster non sono i punti medi calcolati, bensì elementi reali del dataset (i *medoids*, ovvero i centroidi del cluster indicati in Figura 3.2). Questo approccio, si dimostra particolarmente idoneo nell'analisi di serie temporali di traffico, dove la presenza di picchi localizzati o fluttuazioni improvvise può influenzare sensibilmente i risultati di algoritmi meno resistenti ai valori estremi.

Il dataset oggetto di analisi in Figura 3.2 è costituito dal numero di veicoli transitanti in ciascuna ora dei dati relativi al sistema WIM installato in prossimità della sezione di Pontecagnano, assunta come sezione di riferimento in quanto ad essa corrispondono sistemi WIM disposti sulle tre corsie di marcia: lenta, marcia e sorpasso. Nel periodo di funzionamento del sistema WIM su questa sezione sono stati registrati circa sei milioni di transiti ($\approx 6,000,000$).

Nell'operazione di partizionamento dei dati, sono state considerate tre fasce temporali della giornata TP1, TP2 e TP3, definite al §3.1 selezionate per rappresentare diverse condizioni di flusso. Da ciascun giorno in esame (centosettanta nove, 179, giorni dalla messa in funzione del sistema sulla sezione stradale di riferimento) è stato estratto il numero giornaliero di veicoli transitanti nelle tre fasce orarie considerate.

L'applicazione dell'algoritmo *k-medoids*, in riferimento ai tre parametri TP1, TP2 e TP3, dopo aver eseguito un'analisi parametrica sul numero di cluster ritenuti più rappresentativi del flusso giornaliero dei veicoli, ha identificato un numero di cluster pari a $k=3$. Dal flusso giornaliero del traffico sulla A52 Tangenziale di Napoli analizzato da Testa et al. [28], è stato individuato un numero ottimale di quattro cluster, distinguendo il traffico tra giorni feriali e festivi, con e senza attività scolastica. Nel caso in esame, tuttavia, il traffico non è riferito a una tratta urbana; di conseguenza, l'effetto della presenza o assenza di attività scolastica non risulta significativo. Al contrario, trattandosi di una tratta autostradale che collega diverse località turistiche, l'effetto della stagionalità risulta rilevante e ha consentito di suddividere i giorni

analizzati in tre gruppi omogeni, rappresentati in Figura 3.2 dai colori bianco (102 giorni), grigio chiaro (51 giorni) e grigio scuro (26 giorni).

Ciascun cluster riflette un differente livello di intensità del traffico, distinguendo giornate con volumi veicolari più contenuti, giornate con flussi intermedi e giornate caratterizzate da traffico particolarmente intenso.

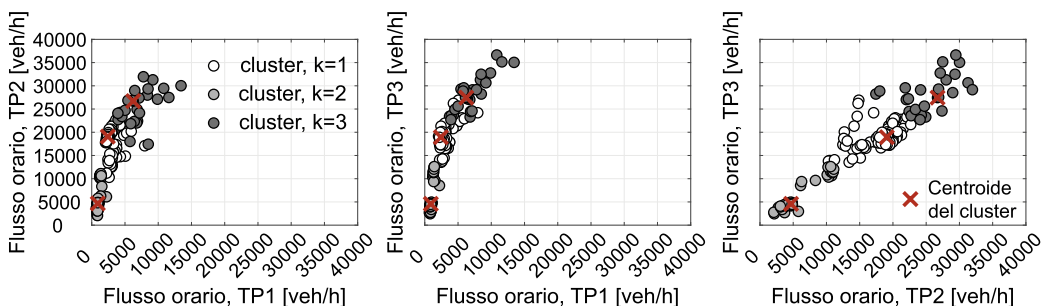


Figura 3.2. Analisi di clustering a tre parametri TP1, TP2 e TP3 eseguita sui flussi orari di traffico registrati sulle pese poste in corrispondenza della sezione stradale di Pontecagnano.

Tale classificazione è stata utilizzata per ricostruire il flusso del traffico giornaliero, avendo a disposizione soltanto una fetta limitata di giorni di registrazioni per la pesa di riferimento. Infatti, la variabilità del flusso di traffico nel tempo è stata trattata attraverso ricampionamento con sostituzione del traffico giornaliero (sequenza di ventiquattro, 24, flussi orari) da ogni cluster e secondo il proprio peso. In particolare, al cluster $k=1$ è associato un peso pari a 0.57, al cluster $k=2$ un peso pari a 0.28 e al cluster $k=3$ un peso pari a 0.15. In questo modo, è stato ottenuto il numero di giorni simulati, riportati in Tabella 3.2, in un anno di traffico.

Tabella 3.2. Numero di giorni simulati per riprodurre un anno di traffico a partire dal cluster.

	k=1	k=2	k=3
No. giorni simulati	208	104	53

3.2 Simulazione Monte Carlo

Identificato il numero di giorni da simulare a valle dell'analisi di clustering, è stata implementata una serie di simulazioni Monte Carlo, campionando i tempi di arrivo dei veicoli e le caratteristiche dei veicoli e dei loro flussi sul ponte caso studio.

3.2.1 Tempo di arrivo dei veicoli

Il processo di occorrenza dei veicoli sul ponte per ogni ora di simulazione e per ogni categoria viene modellata come un PPO di parametro λ_{kj} ; in cui k rappresenta l'indice del cluster e j quello della categoria di veicoli.

Dai risultati dell'analisi di clustering, infatti, viene definito il tasso di ciascuna categoria del giorno ricampionato e per simulare i tempi di arrivo dei veicoli, ta , è possibile sfruttare la proprietà secondo cui gli intervalli tra due arrivi successivi (interarrivi) sono variabili aleatorie indipendenti e identicamente distribuite, seguendo una legge esponenziale di parametro λ_{kj} . In particolare, introducendo la variabile aleatoria $Y \sim U(0,1)$, con i rappresentativo del contatore dei veicoli della categoria j in esame in un'ora, ciascun interarrivo, $t_{int,i}$, si può esprimere attraverso l'espressione (3.1)

$$t_{int,i} = -\frac{1}{\lambda_{kj}} \cdot \ln y_i, \quad (3.1)$$

e i tempi di arrivo sono determinati tramite la somma dei rispettivi tempi di interarrivo tra i veicoli. In sintesi, i tempi di arrivo di tutti i veicoli generati per l'applicazione della procedura sono stati determinati applicando il PPO a tutte le categorie dei veicoli di ciascuna ora dell'anno.

3.2.2 Campionamento dalle distribuzioni empiriche

In riferimento ai risultati dell'analisi di clustering, in Figura 3.3 viene mostrato l'andamento dei flussi orari giornalieri, λ_{k4} , mediano dei veicoli appartenenti alla categoria 4, definito p_{50} , e il rispettivo sedicesimo e ottantaquattresimo percentile, p_{16} e p_{84} . Si può osservare che, all'interno di ciascun cluster, i flussi orari tendano a presentare caratteristiche simili all'interno di **sei** fasce orarie: 10pm – 2am, 2am – 6am, 6am – 10am, 10am – 2pm, 2pm – 6pm e 6pm – 10pm.

Per questa ragione, nelle elaborazioni delle distribuzioni empiriche alla base della simulazione si è tenuto conto di questa variabilità all'interno della giornata, con l'obiettivo di ottenere una rappresentazione più accurata delle proprietà dei veicoli del traffico registrato. Inoltre, per alcune distribuzioni, si è fatto riferimento a fasce orarie più ampie, nello specifico TP1, TP2 e TP3 per due motivi: (i) la variabilità dei dati nell'arco della giornata non è stata tale da utilizzare dei condizionamenti a fasce orarie

più fitte o (ii) rischiare che tale condizionamento restituisse delle distribuzioni empiriche povere di dati.

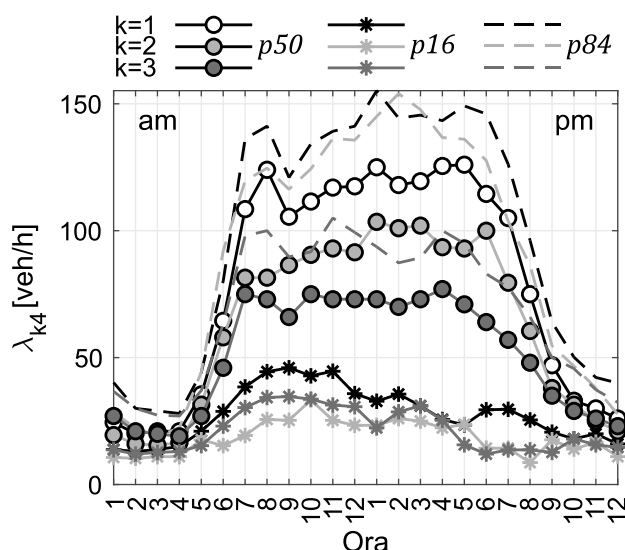


Figura 3.3. Flusso del traffico giornaliero dei veicoli appartenenti alla categoria 4: andamento medio dei flussi orari all'interno dei tre cluster e stime del sedicesimo e ottantaquattresimo percentile, p_{16} e p_{84} .

Definita la numerosità dei veicoli di ciascuna categoria e ricavati i rispettivi tempi di arrivo, si procede alla generazione del veicolo stesso, campionando dalle distribuzioni empiriche, elaborate ad hoc dal dataset WIM, le caratteristiche ritenute necessarie ai fini dello sviluppo della procedura. Tali caratteristiche si riferiscono alle distribuzioni empiriche del peso, delle distanze interasse, degli scarichi degli assi, delle corsie di marcia e delle velocità. Suddividendo i dati WIM in **nove** categorie di veicoli e **sei** fasce orarie, come riportato a titolo esemplificativo in Figura 3.4, emergono differenze sistematiche nel peso dei veicoli. Le distribuzioni risultano prevalentemente bimodali, con picchi attorno a 195 kN e 425 kN, ma la frequenza relativa di tali valori varia nell'arco della giornata. In particolare, nelle fasce serali e notturne si osserva una minore incidenza dei veicoli di categoria 4 con peso di circa 195 kN, mentre i veicoli con peso maggiore di 400 kN risultano più frequenti durante la notte e nelle prime ore del mattino, con una tendenza alla diminuzione a partire dal tardo pomeriggio. Sulla base di tali distribuzioni, riportate per ogni categoria di veicolo in Appendice al §7.3, si procede quindi al ricampionamento dei pesi con sostituzione. Poiché a ciascun valore di peso è associato un veicolo specifico, il campionamento è di fatto

effettuato su distribuzioni empiriche congiunte e condizionate del peso, delle distanze interasse e dei carichi sugli assi.

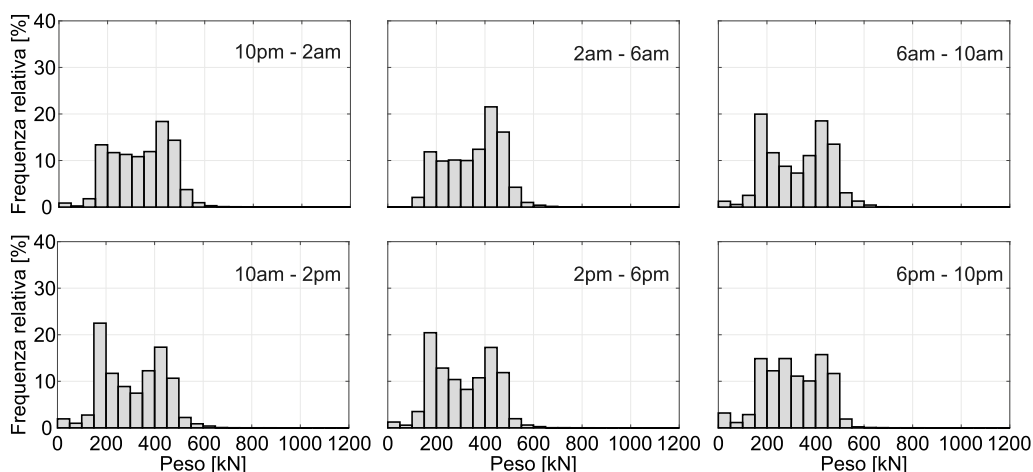


Figura 3.4. Distribuzioni dei pesi della categoria 4, per ciascuna fascia oraria.

A questo punto, noto il flusso orario della categoria di veicoli transitanti in un anno, a cui sono state assegnate le sopra menzionate caratteristiche, la seconda parte del campionamento consiste nel determinare la posizione del generico veicolo, assoluta e relativa ad altri eventuali mezzi già presenti sul ponte, durante il transito sull'infrastruttura. Dai dati WIM di cui si dispone, il sistema di pese collocate in corrispondenza della sezione di Pontecagnano presenta informazioni sul traffico, distinguendo tre corsie sulla carreggiata stradale: lenta, di marcia e di sorpasso. Pertanto, al generico veicolo viene assegnata, nel momento del suo arrivo sul ponte, una corsia di transito mediante campionamento della corsia di marcia da distribuzioni empiriche condizionate alla categoria del veicolo e alle fasce orarie. Si specifica che, per queste distribuzioni, si considera un condizionamento alle **tre** fasce orarie TP1, TP2 e TP3 in quanto una più fitta discretizzazione avrebbe arrecato una perdita di informazioni sulle distribuzioni empiriche di alcune categorie di veicoli.

Inoltre, nel momento dell'ingresso del generico veicolo sul ponte viene ad esso assegnata la velocità, determinando un transito nell'ipotesi di moto rettilineo uniforme. Inizialmente tale assegnazione avviene attraverso il campionamento delle velocità da distribuzioni empiriche condizionate, ancora una volta, alle **tre** fasce orarie TP1, TP2 e TP3 e alla categoria del veicolo e alla corsia. Pertanto, la procedura di

campionamento avviene in maniera sequenziale in quanto le caratteristiche del veicolo in termini di peso e dimensioni e la sua corsia di transito vengono assegnate nota la categoria, mentre per l'assegnazione della velocità bisogna conoscere anche la corsia.

3.3 Viadotto caso studio

In Italia, soprattutto tra gli anni '50 e '80, la gran parte dei ponti su strade statali e autostrade è stata realizzata in CAP, spesso con travate semplici appoggiate [72–74].

Per questo motivo, il ponte analizzato in questo capitolo è costituito da un impalcato in CAP semplicemente appoggiato di lunghezza complessiva, L , pari a 40.0 m, la cui schematizzazione è mostrata Figura 3.5(a). L'impalcato è formato da quattro travi principali prefabbricate in calcestruzzo armato precompresso e di rigidezza flessionale, $E \cdot I$, costante, disposte con interasse regolare pari a 3.0 m, come illustrato in Figura 3.5(b), e definendo, così, tre corsie convenzionali di marcia. Le travi longitudinali sono collegate mediante travi trasversali di irrigidimento, e da una soletta collaborante gettata in opera, avente spessore pari a 22 cm.

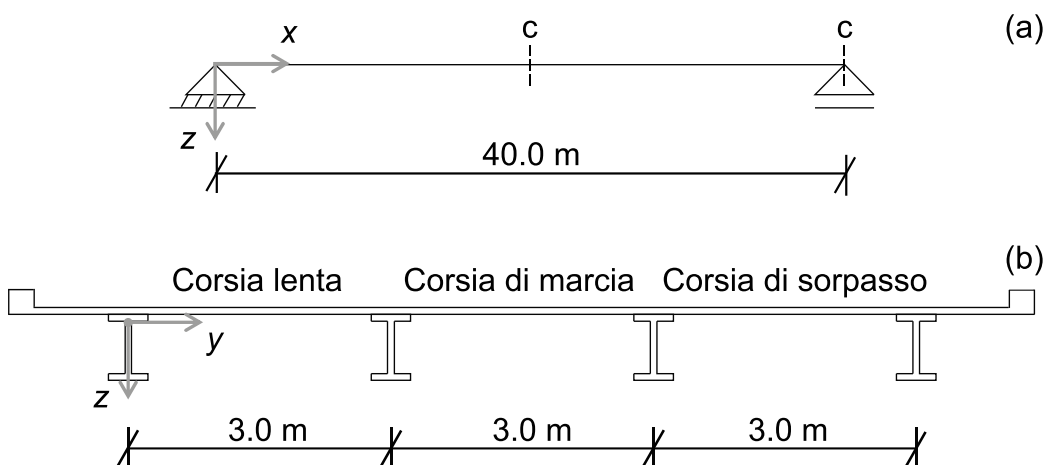


Figura 3.5. Viadotto caso studio. (a) Vista longitudinale del modello geometrico e (b) vista trasversale.

3.3.1 Modello strutturale e immissione dei veicoli sul ponte

Per la valutazione delle sollecitazioni indotte dai carichi da traffico nelle sezioni critiche, c , di Figura 3.5(a), è stato implementato in Matlab [75] un

modello strutturale equivalente dell'impalcato. Su tale modello sono state determinate le superfici di influenza del momento flettente in mezzzeria e quella del taglio in prossimità dell'appoggio della trave di riva.

Nello specifico, le superfici di influenza sono state derivate adottando il modello di Courbon [68], per descrivere la ripartizione trasversale dei carichi da traffico, e le linee di influenza [21] nelle sezioni critiche della trave relative alle sollecitazioni oggetto di studio.

In particolare, rappresentando l'azione di un generico asse veicolare mediante una forza verticale unitaria applicata lungo l'asse baricentrico della trave di riva, è stato possibile individuare la retta di intersezione, $f(y)$, con il piano (y - z), che definisce il luogo dei coefficienti di ripartizione trasversale alla Courbon. Tale formulazione è stata sviluppata assumendo trascurabile la rigidità torsionale primaria e considerando la ripartizione del carico torcente tra le travi principali, secondo l'espressione (3.2)

$$R_{tot,i} = 1 \cdot \frac{E \cdot I_i}{\sum_i E \cdot I_i} + 1 \cdot e \cdot \frac{E \cdot I_i \cdot y}{\sum_i E \cdot I_i \cdot y^2}, \quad (3.2)$$

in cui $R_{tot,i}$ rappresenta il carico reattivo della i -esima trave, $1 \cdot \frac{E \cdot I_i}{\sum_i E \cdot I_i}$ rappresenta il contributo del carico centrato; $1 \cdot e \cdot \frac{E \cdot I_i \cdot y}{\sum_i E \cdot I_i \cdot y^2}$ rappresenta il contributo del carico torcente ripartito tra le travi; e rappresenta la distanza del carico trave dall'asse di simmetria della sezione trasversale, come mostrato in Figura 3.6.

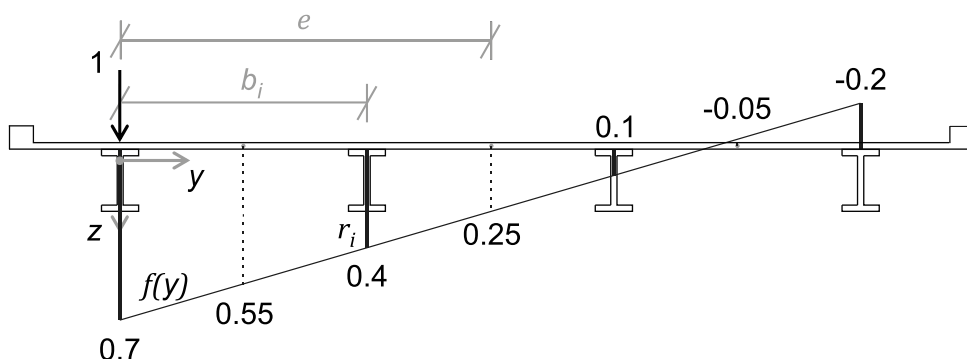


Figura 3.6. Ripartizione trasversale del carico secondo il modello di Courbon.

I coefficienti di ripartizione, r_i , sono stati determinati manipolando l'espressione (3.2) e, riscrivendola nella forma

$$R_{tot,i} = 1 \cdot \left(\frac{E \cdot I_i}{\sum_i E \cdot I_i} + e \cdot \frac{E \cdot I_i \cdot y}{\sum_i E \cdot I_i \cdot y^2} \right) = r_i \cdot 1, \quad (3.3)$$

con $y = e - b_i$, dove b_i è la distanza dell'*i-esima* trave dall'origine del sistema di riferimento.

Al variare della coordinata y di applicazione del carico viaggiante sull'impalcato del ponte, sono stati quindi ricavati i corrispondenti coefficienti di ripartizione del carico sulla trave di riva. Tali coefficienti sono stati interpolati mediante l'equazione (3.4)

$$f(y) = 0.7 - 0.1 \cdot y. \quad (3.4)$$

I coefficienti così determinati, moltiplicati per le ordinate della linea di influenza della sollecitazione di interesse ottenute in direzione longitudinale, hanno consentito di definire le superfici di influenza. In questo modo, con riferimento ai carichi indotti dai veicoli transitanti lungo una delle tre corsie del ponte in esame, è stato possibile valutare le sollecitazioni in funzione dell'effettiva posizione dei carichi verticali multipli degli stessi veicoli.

Questa operazione è stata eseguita per ciascuna posizione occupata dal generico veicolo transitante sul ponte, fissando un intervallo temporale $\Delta t = 0.1$ s per ciascuna ora di simulazione, al fine di determinare il massimo effetto orario prodotto da una specifica configurazione del carico sull'intero impalcato.

In particolare, per ciascuna ora di simulazione, i veicoli sono stati modellati attraverso l'applicazione dei loro scarichi come forze verticali concentrate, osservando il loro transito sul ponte ogni Δt . Le posizioni di applicazione del carico sono definite da una discretizzazione spaziale pari a $\Delta x = 0.5$ m lungo la direzione longitudinale e $\Delta y = 1.5$ m lungo la direzione trasversale, secondo l'orientamento degli assi di riferimento di Figura 3.6. In altri termini, la sollecitazione nella sezione critica di interesse viene calcolata a ogni intervallo Δt nell'arco dell'ora simulata, sulla base della posizione istantanea dei carichi applicati. La schematizzazione della procedura di immissione dei veicoli sul ponte e conseguente valutazione del massimo effetto orario è riportata in Figura 3.7. Il tempo di entrata corrisponde al tempo di arrivo, t_a , del generico veicolo sul ponte e coincide con l'istante in cui l'asse anteriore fa ingresso sull'opera. Il veicolo è modellato come transitante a velocità costante e il suo passaggio viene rappresentato mediante n_t intervalli temporali di ampiezza pari a 0.1 s, fino a raggiungere il tempo di uscita, t_u , corrispondente alla posizione

dell'asse posteriore nell'ultima sezione utile della discretizzazione longitudinale adottata.

Pertanto, per l'*i-esimo* veicolo transitante durante l'ora di simulazione, il corrispondente tu è stato determinato attraverso la seguente espressione (3.5)

$$tu_i = \left\lceil \frac{(L + l_{veh,i} + 1.5)}{v_i} \right\rceil + ta_i, \quad (3.5)$$

in cui $l_{veh,i}$, ta_i e v_i sono rispettivamente la lunghezza, la velocità e il tempo di arrivo dell'*i-esimo* veicolo, mentre 1.5 metri è un franco di sicurezza assunto come distanza dal veicolo che precede.

Si osserva come il tempo di uscita del generico veicolo dipenda sia dalla sua lunghezza sia della sua velocità. Poiché tali grandezze costituiscono realizzazioni di variabili casuali ottenute mediante campionamento, risulta necessario verificare la coerenza tra le velocità e le posizioni dei veicoli già presenti sul ponte nella medesima corsia, così da evitare sovrapposizioni durante il tempo di attraversamento dell'opera. A tal fine, infatti, l'interazione veicolare è stata modellata in forma semplificata attraverso il calcolo del tempo di impatto tra due veicoli consecutivi e la successiva verifica che tale tempo non risulti inferiore al tempo minimo necessario affinché il veicolo che precede permanga in transito sulla corsia. Qualora si verifichi la condizione sopra descritta, e non essendo previsti in questo approccio né la simulazione dei sorpassi né la variazione della velocità durante il transito (si ricorda infatti che l'ipotesi di base è quella di moto rettilineo uniforme), si assume che la velocità del veicolo in ingresso si adegui a quella del veicolo già presente sul ponte nella medesima corsia. L'adattamento avviene imponendo l'uguaglianza tra le velocità, evitando così la necessità di modellare manovre di sorpasso.

Questa formulazione consente non solo di impedire la compenetrazione tra veicoli successivi, ma anche di riprodurre in modo automatico la condizione di congestione: diversamente da quanto comunemente adottato in letteratura, la procedura di simulazione implementata è in grado di restituire la formazione di code veicolari senza introdurre ipotesi preliminari che distinguano a priori il traffico libero da quello congestionato.

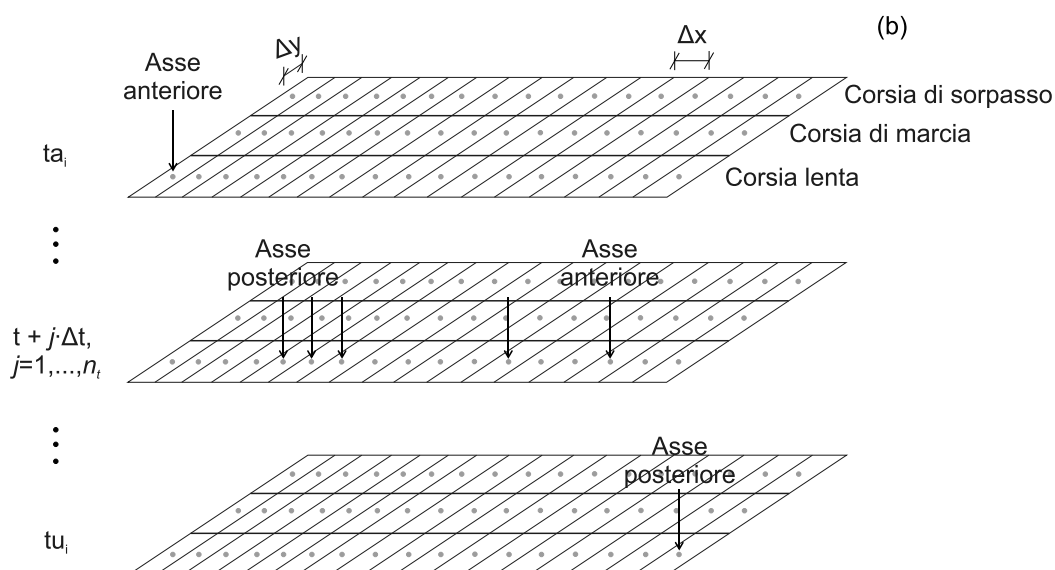


Figura 3.7. Schematizzazione del ponte: discretizzazione nello spazio e nel tempo implementata nella procedura di calcolo delle sollecitazioni.

3.4 Valutazione degli effetti dinamici

La valutazione degli effetti dinamici indotti dal passaggio di un veicolo sul ponte è un problema complesso, in quanto alla base di uno studio rigoroso dovrebbe essere considerata la dinamica del ponte, la dinamica del veicolo, nonché l'interazione veicolo-ponte. Pertanto, diversi autori hanno affrontato lo studio di questo fenomeno [76–82], allineandosi a quanto già avvenuto per i ponti ferroviari [83–89].

L'approccio tipico per rappresentare i carichi da traffico [5,47] consiste nell'eseguire analisi statiche in cui gli effetti tridimensionali vengono approssimati mediante fattori di distribuzione geometrica [68], mentre gli effetti dinamici vengono considerati attraverso dei coefficienti di amplificazione, φ , [90–94]. Tali coefficienti sono ottenuti simulando un numero elevato di linee di influenza delle sezioni critiche di ponti di diversa luce e diversa rugosità della loro pavimentazione, applicando delle statistiche di un fissato quantile di φ all'effetto statico, come per esempio la media nel modello di calibrazione del LM1 [49].

Tuttavia, queste analisi potrebbero non essere più adeguate alla valutazione degli effetti dinamici sui ponti, come descritto nello studio di De Risi [95], nel quale è stato proposto un approccio semplificato per la

modellazione dei carichi da traffico sui ponti in regime dinamico. La principale semplificazione consiste nel considerare il carico da traffico come una forza viaggiante, priva di massa, un sistema di masse e smorzatori [96,97].

In questo studio gli effetti dinamici sono stati valutati mediante la dinamica dei sistemi a modelli continui, o a masse diffuse [98], per i quali la massa è assegnata attraverso una funzione continua della densità, ρ . Sebbene trattasi di un metodo approssimato, in quanto non considera, nell'interazione veicolo-ponte, il problema dinamico accoppiato e gli effetti della rugosità della pavimentazione, consente, tuttavia, di applicare un coefficiente di amplificazione a ciascun veicolo viaggiante sul ponte, a seconda della propria massa, della propria velocità e della dinamica del ponte stesso. Inoltre, trattare il problema di interazione veicolo-ponte in maniera disaccoppiata risulta altrettanto accurato rispetto alla soluzione del sistema accoppiato, ma computazionalmente più efficiente [99].

3.4.1 Risposta dinamica di un sistema smorzato

Per lo studio del problema dinamico, si è fatto riferimento allo schema strutturale di trave appoggiata-appoggiata in Figura 3.5(a). La trave di lunghezza $L = 40.0$ m, densità lineare $\rho \cdot A = 33.9$ kN/m, in cui A rappresenta l'area della sezione trasversale della generica trave principale in Figura 3.5(b), e di rigidezza flessionale $E \cdot I = 30 \cdot 10^6$ kN/m², è stata sottoposta a un carico di ampiezza F viaggiante e velocità costante v , a partire dall'ascissa $x = 0$. Si osservi che il precedentemente menzionato carico F rappresenta uno degli scarichi verticali dei veicoli dai quali, in relazione alla loro reciproca disposizione sul ponte per ciascun giorno simulato, è stato ricavato l'effetto massimo giornaliero mostrato in Figura 3.12, mentre v è la velocità con cui il suddetto veicolo ha transitato sul ponte.

Pertanto, valutate le pulsazioni ω_i , con $i = 1, \dots, 4$ per i primi quattro modi del sistema in esame attraverso l'espressione (3.6)

$$\omega_i = (i \cdot \pi)^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\rho \cdot A \cdot L^4}} \Rightarrow T_i = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_i}, \quad (3.6)$$

e riportate, insieme ai rispettivi periodi di vibrazione, T_i , in Tabella 3.3, per ciascuna configurazione e disposizione del carico sul ponte, è stato

valutato l'andamento in termini di spostamento verticale, $u_{din}(x, t)$, durante la percorrenza del j -esimo carico viaggiante F_j .

Tabella 3.3. Pulsazioni e periodi della trave in esame.

Modo	ω [rad·s ⁻¹]	T [s]
1	6.23	1.01
2	24.93	0.25
3	56.09	0.11
4	99.71	0.06

In corrispondenza della sezione di mezzzeria, $x = L/2$, dal rapporto tra massimo spostamento dinamico $\{u_{din}(x, t)\}_{max}$ e il massimo spostamento statico, $\{u_{stat}(x)\}_{max}$, è stato possibile valutare il coefficiente di amplificazione dinamica φ , mediante l'espressione (3.7)

$$\varphi = \frac{\{u_{din}(x, t)\}_{max}}{\{u_{stat}(x)\}_{max}}. \quad (3.7)$$

La funzione $u_{din}(x, t)$ rappresenta la risposta dinamica di un sistema smorzato, avente fattore di smorzamento ξ costante tra i modi considerati e pari al 2% [100], soggetto alla j -esima forza impulsiva, F_j , e che può essere ottenuta mediante l'espressione fattorizzata seguente, in cui $\Psi(x)$ dipende solo dallo spazio e $\Phi(t)$ solo dal tempo

$$u_{din,j}(x, t) \approx \sum_{i=1}^4 \Psi_i(x) \cdot \Phi(t) = \sum_{i=1}^4 \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot x\right) \cdot \frac{2 \cdot F_j}{\rho \cdot A \cdot L \cdot \Omega_i} \cdot \int_0^t \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot v \cdot \tau\right) \cdot e^{-\xi_i \cdot \omega_i \cdot t} \cdot \sin[\Omega_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau; \quad (3.8)$$

con $\Omega_i = \omega_i \cdot \sqrt{1 - \xi_i^2}$ detta pulsazione smorzata e considerando l'intervallo $t = \left[0, \frac{0.02}{v}, \dots, \frac{L}{v}\right]$ quale tempo necessario affinché la forza F_j percorra l'intera lunghezza del ponte.

Dopodiché, in corrispondenza del tempo di uscita della forza F_j , la dinamica del sistema sarà studiata come quella di un sistema smorzato soggetto a oscillazioni libere, attraverso l'espressione (3.9)

$$u_{din,j}(x, t) \approx \sum_{i=1}^4 \Psi_i(z) \cdot \Phi(t) = \sum_{i=1}^4 \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot x\right) \cdot Z_i \cdot e^{-\xi_i \cdot \omega_i \cdot t} \cdot \cos\left[\Omega_i \cdot \left(t - \frac{L}{v}\right) - \zeta\right], \quad (3.9)$$

in cui $t = \left[\frac{L}{v}, \frac{L+0.02}{v}, \dots, 100 \right]$ rappresenta il tempo a partire dal tempo di uscita di F_j dal ponte fino ad un tempo relativamente grande da considerare estinto l'effetto delle oscillazioni libere. Attraverso la costante Z_i si rappresenta la risposta del *moto armonico* smorzato dell'*i-esimo* modo, ottenuta come $Z_i = \sqrt{A_i^2 + B_i^2}$. Le costanti A_i e B_i si determinano a partire dalle condizioni iniziali, definite mediante l'espressione (3.10)

$$\begin{cases} A_i = \frac{1}{\Omega_i} \cdot \frac{\int_0^L \Psi_i(x) \cdot \dot{u}_{din,j}(x, L/v) \cdot dx}{\int_0^L [\Psi_i(x)]^2 \cdot dx} \\ B_i = \frac{\int_0^L \Psi_i(x) \cdot u_{din,j}(x, L/v) \cdot dx}{\int_0^L [\Psi_i(x)]^2 \cdot dx} \end{cases} \quad (3.10)$$

Infine, l'angolo di fase ζ è pari a

$$\begin{aligned} \zeta &= \arctan\left(\frac{A_i}{B_i}\right), & u_{din,j}(x, L/v) > 0 \text{ e } \dot{u}_{din,j}(x, L/v) > 0; \\ & & \text{oppure} \\ & & u_{din,j}(x, L/v) > 0 \text{ e } \dot{u}_{din,j}(x, L/v) < 0. \\ \zeta &= \arctan\left(\frac{A_i}{B_i}\right) + \pi, & u_{din,j}(x, L/v) < 0 \text{ e } \dot{u}_{din,j}(x, L/v) < 0; \\ & & \text{oppure} \\ & & u_{din,j}(x, L/v) < 0 \text{ e } \dot{u}_{din,j}(x, L/v) > 0. \end{aligned}$$

A questo punto, la funzione dello spostamento dinamico finale $u_{din,j}(L/2, t)$ dovuto a F_j viaggiante può essere espressa attraverso l'equazione (3.11)

$$u_{din,j}(L/2, t) = \begin{cases} \sum_{i=1}^4 \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot x\right) \cdot \frac{2 \cdot F_j}{\rho \cdot A \cdot L \cdot \Omega_i} \cdot \int_0^t \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot v \cdot \tau\right) \cdot e^{-\xi_i \cdot \omega_i \cdot \tau} \cdot \sin[\Omega_i \cdot (t - \tau)] \cdot d\tau \\ \quad \text{con } t = \left[0, \frac{0.02}{v}, \dots, \frac{L}{v}\right]; \\ \sum_{i=1}^4 \sin\left(\frac{i\pi}{L} \cdot x\right) \cdot Z_i \cdot e^{-\xi_i \cdot \omega_i \cdot t} \cdot \cos\left[\Omega_i \cdot \left(t - \frac{L}{v}\right) - \zeta\right], \\ \quad \text{con } t = \left[\frac{L}{v}, \frac{L+0.02}{v}, \dots, 100\right] \end{cases}, \quad (3.11)$$

e rappresentata dalla *j-esima* curva in Figura 3.8(a). Poiché ciascuna forza F_j è rappresentativa di uno scarico verticale dell'asse del veicolo in esame, ciascuna di essa presenterà una specifica distanza interasse, d_{asse} ,

rispetto alle altre, da cui calcolare il rispettivo intervallo di tempo di ingresso sul ponte attraverso l'espressione (3.12)

$$\Delta_{tin,j+1} = \frac{d_{asse(j+1)} - d_{asse(j)}}{v}, \quad (3.12)$$

e rappresentato graficamente dallo sfasamento lungo l'ascissa delle curve in Figura 3.8(a). In definitiva, sommando le rispettive ordinate $u_{din,j}(L/2, t)$ è stato possibile ottenere la storia temporale della risposta dinamica di un sistema smorzato soggetto a una successione di forze viaggianti F_j , definito come la sommatoria nell'espressione (3.13)

$$u_{din}(L/2, t) = \sum_{j=1}^{n_j} u_{din,j}(L/2, t) \quad (3.13)$$

in cui n_j è il numero di forze impulsive, coincidenti con il numero di assi del veicolo transitante sull'opera. Tale storia temporale è rappresentata in Figura 3.8(b), in cui è stato individuato il valore massimo, in valore assoluto, dello spostamento verticale $\{u_{din}(L/2, t)\}_{max}$.

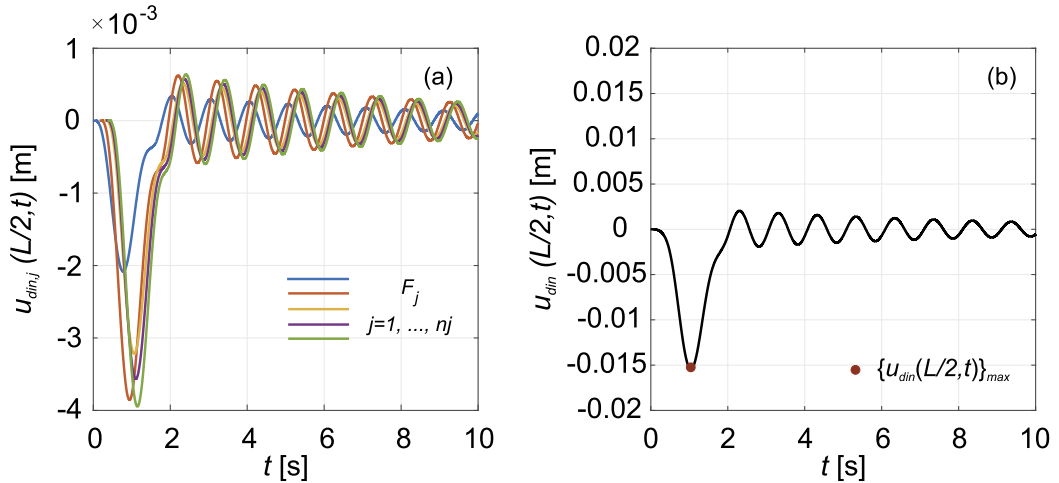


Figura 3.8. Risposta dinamica del sistema. (a) Rappresenta le storie temporali dell'abbassamento in mezzzeria dovuto all'azione della j -esima forza viaggiante, mentre in (b) si diagramma la risposta complessiva ottenuta sommando istante per istante le risposte temporale delle forze F_j .

3.4.2 Spostamento statico

Per valutare il massimo spostamento statico nella sezione di mezzzeria, $\{u_{stat}(L/2)\}_{max}$, si utilizza la linea di influenza dello spostamento

$u_{stat}(L/2)$ ottenuta per effetto di un carico unitario viaggiante che dista dall'origine del sistema di riferimento in Figura 3.5(a) di una quantità $a \in [0, L]$. In particolare, considerando come carico viaggiante il suddetto F_j , l'abbassamento della sezione di mezzzeria dovuto alla forza viaggiante F_j può essere ottenuto attraverso l'espressione (3.14)

$$\begin{cases} u_{stat,j}(L/2, a_j) = \frac{a_j(3 \cdot L^2 - 4 \cdot a_j^2)}{48 \cdot E \cdot I}; & \text{se } a_j < L/2 \\ u_{stat,j}(L/2, a_j) = \frac{-L^3 + 9 \cdot L^2 \cdot a_j - 12 \cdot L \cdot a_j^2 + 4 \cdot a_j^3}{48 \cdot E \cdot I}; & \text{se } a_j \geq L/2 \end{cases} \quad (3.14)$$

Essendo F_j l'aliquota degli scarichi verticali, secondo la ripartizione trasversale descritta al §3.3.1, del veicolo transitante sull'opera, le distanze a_j sono autodeterminate in funzione delle distanze interasse d_{asse} , identificando, così, una unica configurazione di transito delle forze viaggianti sul ponte. A questo punto, assumendo una discretizzazione dello spazio lungo la direzione longitudinale pari a $\Delta x = 0.02$ m, il massimo spostamento statico della sezione di mezzzeria è stato calcolato attraverso l'espressione (3.15)

$$\{u_{stat}(L/2)\}_{max} = \max\{\sum_{j=1}^{n_j} u_{stat,j}(L/2, a_j)\}. \quad (3.15)$$

A questo punto, applicando l'espressione (3.7) a ciascun veicolo, la cui disposizione sulle tre corsie del ponte ha consentito di ottenere il massimo momento flettente giornaliero, è stato possibile calcolare il coefficiente di amplificazione dinamica φ , il cui andamento con le velocità dei veicoli è riportato in Figura 3.9. Dai risultati è stato possibile identificare tra intervalli di velocità, all'interno dei quali raggruppare i rispettivi valori di φ . In particolare, nell'intervallo $[0, 60]$ km/h non è stato possibile determinare un andamento di φ , i cui valori risultano essere, per la maggior parte, minori o uguali a 1.10. Negli intervalli, invece, $[60, 110]$ km/h e $[110, 150]$ km/h è stato possibile fittare due regressioni lineari attraverso il metodo dei minimi quadrati, mostrate in Figura 3.9 con due segmenti in rosso, attraverso l'espressione (3.16):

$$\begin{cases} \varphi = 0.0037 \cdot v + 1.1422, & 60 \leq v \leq 110 \\ \varphi = 0.01 \cdot v + 0.046, & 110 \leq v \leq 150 \end{cases} \quad (3.16)$$

Attraverso la teoria della dinamica dei sistemi continui applicata in questo lavoro, la relazione di diretta proporzionalità tra $v - \varphi$ è in accordo con quanto riportato nella tesi di Carey [101], nella quale, tra altre componenti

che influenzano la risposta dinamica di un ponte soggetto a un carico viaggiante, l'effetto dinamico tende ad amplificare al crescere della velocità di transito sull'opera.

I coefficienti di amplificazione dinamica calcolati secondo quanto descritto in questa sezione, sono stati applicati agli scarichi verticali dei carichi da traffico responsabili dei massimi effetti giornalieri, senza distinguere il tipo di sollecitazione di interesse, ovvero momento flettente in mezzzeria e taglio in appoggio, seguendo quanto descritto nel lavoro di Nowak [102]. Nella sezione §3.6.2 sono riportati i confronti tra le distribuzioni Gumbel fittate sui risultati delle simulazioni, tenendo conto dell'applicazione dell'amplificazione dinamica, e quella del LM1 ricordando che il modello assunto per la calibrazione del LM1 è già comprensivo degli effetti dinamici dovuti alla interazione tra veicoli e ponte, come riportato in [60], utilizzando differenti valori di φ per le sollecitazioni, al variare della lunghezza delle campate e del grado di riempimento della carreggiata di transito.

È bene precisare, inoltre, che in questo studio non è stata considerata l'interazione lungo la direzione trasversale [63] nella dinamica della trave del ponte, calcolando il coefficiente φ per ciascun veicolo indipendentemente dalla sua corsia di transito.

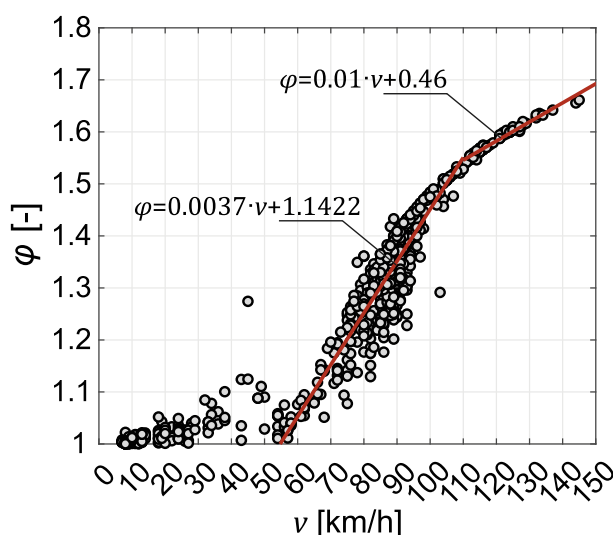


Figura 3.9. Andamento del coefficiente di amplificazione dinamica al variare delle velocità di transito dei veicoli sul ponte.

3.5 Analisi di validazione

Al fine di verificare l'affidabilità della procedura di simulazione semplificata sviluppata per la valutazione delle sollecitazioni indotte sul ponte, è stata condotta un'analisi di validazione basata sul confronto tra due differenti condizioni di traffico veicolare. In particolare, da un lato sono stati utilizzati i dati di traffico delle pese di riferimento localizzate in prossimità della sezione di Pontecagnano (si veda il §3.1.1), mentre dall'altro sono stati utilizzati i dati ottenuti mediante simulazioni di traffico, elaborate a partire dai modelli di arrivo veicolare precedentemente descritti al §3.2.1 e dalle distribuzioni empiriche descritte in §3.2.2, derivate dai dati WIM rilevati presso le stesse pese della sezione di Pontecagnano. Nel confronto tra le due distribuzioni è stata presa in considerazione la distribuzione empirica dell'effetto massimo giornaliero per i soli effetti statici. Tale approccio risulta giustificato dal fatto che il sistema WIM consente di eliminare l'effetto dinamico dai dati acquisiti, fornendo misurazioni già depurate da tale componente.

Come già discusso nel §3.1.1, a supporto della scelta del sistema di pese di riferimento, i dati disponibili si riferiscono a un periodo cento settantanove (179) giorni di registrazione. A partire dal flusso orario, λ , osservato per ciascuna categoria veicolare, sono stati ricavati i rispettivi

tempi di arrivo dei veicoli, ripartiti per ogni ora di simulazione e per l'intero intervallo di simulazione, mantenendo la stessa durata temporale dei dati reali registrati. Il confronto tra le due condizioni di traffico è stato pertanto impostato in modo da risultare il più possibile coerente con le registrazioni effettive relative alla sezione di Pontecagnano, attribuendo le uniche eventuali discrepanze alla procedura di simulazione sviluppata. In Tabella 3.4 è riportata una sintesi delle ipotesi alla base dell'analisi di validazione.

Tabella 3.4. Sintesi delle assunzioni alla base dell'analisi di validazione.

	Traffico registrato	Traffico simulato
No. giorni	179	179
No. di veicoli	129,375	129,048
Flusso orario, λ	No. orario dei veicoli per categoria registrati dal sistema WIM di riferimento	No. orario dei veicoli per categoria registrati dal sistema WIM di riferimento
Tempi di arrivo, t_a	Tempi registrati dal sistema WIM di riferimento	Tempi di arrivo generati da PPO per ogni categoria
Pesi complessivi, scarichi degli assi, distanze interassi, corsie e velocità.	Registrate dal sistema WIM di riferimento	Distribuzioni empiriche condizionate e congiunte (come descritto nel §3.2.2) costruite dai dati del sistema WIM di riferimento

I risultati mostrati in Figura 3.10 sono stati analizzati in termini di momenti massimi giornalieri nelle due condizioni considerate, calcolati in corrispondenza della sezione di mezzera della trave di riva del ponte oggetto di studio, con l'obiettivo di evidenziare eventuali differenze tra il traffico registrato e quello simulato.

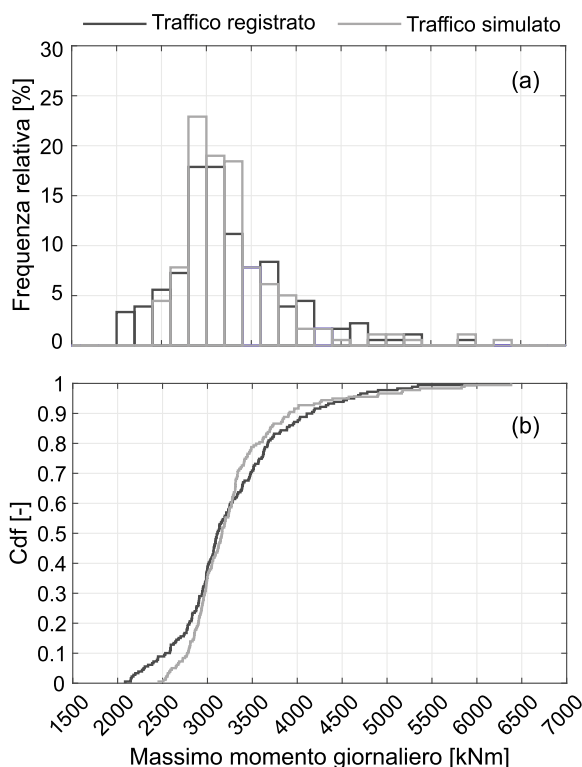


Figura 3.10. Risultati dell'analisi di validazione della procedura. In (a) si osserva la frequenza relativa dei momenti massimi giornalieri, mentre in (b) si riporta la loro funzione di ripartizione.

Dal confronto delle due distribuzioni in termini di frequenza relativa in Figura 3.10(a) si evincono alcune differenze: le due stime delle medie campionarie, $\bar{x}$, risultano essere pressoché coincidenti (3,263 kNm nel traffico registrato e 3,293 kNm nel traffico simulato), mentre la deviazione standard campionaria, s , associata al traffico simulato risulta inferiore a quella del traffico registrato (614.7 kNm contro 660.4 kNm). Tale differenza è da attribuire essenzialmente alla natura della procedura di simulazione: nel modello semplificato sviluppato, la simulazione Monte Carlo potrebbe non riprodurre tutta la complessità dei fenomeni reali (ad esempio, variabilità nelle condizioni di traffico, nei carichi), portando a risultati meno dispersi rispetto a quelli del traffico registrato. Questo è riscontrabile analizzando le code delle distribuzioni, principalmente accentuate nella coda sinistra, come confermato dall'analisi della funzione di ripartizione, Cdf, riportata in Figura 3.10(b).

Infatti, nell'intervallo di momenti flettenti compreso tra 2,000 e 2,700 kNm, a cui corrispondono ventisette (27) occorrenze di giorni nei dati registrati contro dieci (10) giorni simulati, dalla Figura 3.11 si evince che, sebbene in entrambi i casi i momenti massimi siano principalmente generati dai veicoli di categoria 4, si osserva come all'intervallo [475, 650] kN corrisponda circa il 77% dei veicoli nel caso simulato rispetto a circa il 60% nel caso del traffico registrato.

L'assenza di momenti massimi giornalieri compresi tra 2,000 e 2,500 kNm nel traffico simulato può essere ricondotta alla distribuzione dei pesi dei veicoli sul ponte. In particolare, la frequenza relativa dei veicoli con peso nell'intervallo [425, 475] kN risulta nulla nei dati simulati, in Figura 3.11(b), mentre nei dati registrati, in Figura 3.11(a), raggiunge circa il 20%. La mancanza, nel traffico simulato, di veicoli appartenenti a tale fascia di peso comporta una riduzione della variabilità dei momenti massimi giornalieri e, di conseguenza, una minore dispersione dei risultati rispetto a quanto osservato nel traffico registrato.

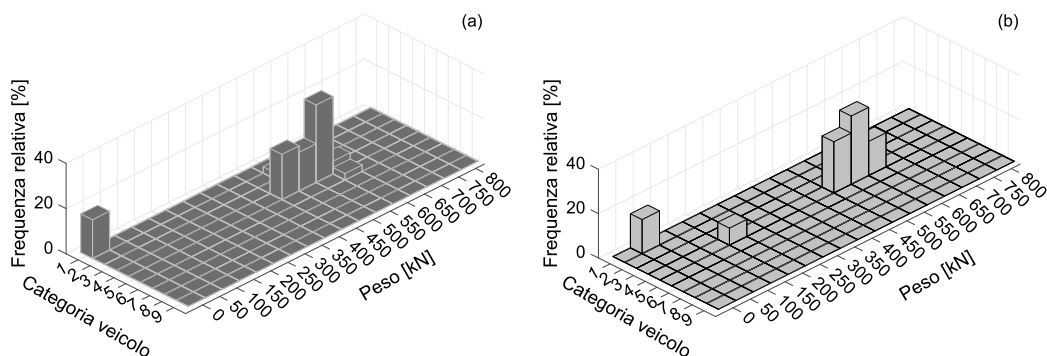


Figura 3.11. Confronto tra i pesi dei veicoli che forniscono i valori dei massimi momenti giornalieri nelle code sinistre delle distribuzioni del traffico registrato (a) e del traffico simulato (b).

Osservando, invece, le code di destra delle due distribuzioni in Figura 3.10, il valore massimo del momento flettente è pari a 5,978 kNm nel traffico registrato e 6,382 kNm nel traffico simulato, mentre le distribuzioni dei valori compresi tra 4,500 e 6,500 kNm sono pressoché simili.

In sintesi, l'analisi di validazione ha mostrato come i risultati ottenuti mediante la procedura di simulazione semplificata siano complessivamente coerenti con quelli derivanti dai dati di traffico registrati dal sistema di pese di riferimento adottato nello studio. Le differenze

riscontrate sono da attribuire principalmente alla limitata capacità di riprodurre la variabilità dei fenomeni reali utilizzando un modello semplificato di simulazione.

3.6 Risultati e discussioni

La procedura di simulazione semplificata dei carichi da traffico sviluppata in questo lavoro ha consentito di ricostruire, su base giornaliera, l'andamento delle azioni indotte dal passaggio dei veicoli sulla struttura. L'output è costituito dai valori massimi giornalieri delle sollecitazioni oggetto di interesse: il momento flettente massimo giornaliero nella sezione di mezzera e il taglio massimo giornaliero nella sezione di appoggio, indicate in Figura 3.5(a). Tali risultati forniscono un quadro quantitativo della variabilità giornaliera degli effetti del traffico e rappresentano la base statistica sulla quale sono state impostate valutazioni di affidabilità strutturale di seguito. Tuttavia, l'analisi dei soli massimi giornalieri non è sufficiente per la valutazione delle azioni di progetto finalizzate ad applicazioni progettuali di ingegneria strutturale. Infatti, le verifiche di sicurezza richiedono la conoscenza delle azioni estreme attese su orizzonti temporali più ampi di quelli giornalieri, in accordo con i periodi di ritorno a cui associare una bassa probabilità di superare tali azioni [103]. Quindi, per passare dai massimi giornalieri degli effetti a valori su scala annuale, si è ritenuto opportuno adottare un approccio probabilistico fondato sulla teoria delle distribuzioni ai valori estremi generalizzata, DVE, che consente l'estrapolazione delle distribuzioni dai picchi giornalieri ottenuti dalle simulazioni.

In particolare, Cooper [104] utilizza la distribuzione di valori estremi di Gumbel per l'estrapolazione, mentre la DVE è applicata da Caprani et al. [105] per simulazioni fino a 5 anni di traffico e da James [106], che ne evidenzia la sensibilità alle variazioni del parametro di forma. La distribuzione DVE comprende le distribuzioni di Gumbel, Fréchet (non limitata superiormente) e Weibull (limitata superiormente). L'adattamento di una distribuzione all'intero insieme di dati dei massimi periodici può attribuire un peso eccessivo a scenari di carico che non contribuiscono in modo significativo al valore caratteristico. Castillo [107] raccomanda di adattare la distribuzione di Gumbel alla coda superiore dei dati (selezionando i primi $2/\sqrt{n}$ dati, in cui n è la numerosità dei dati), ma ciò comporta il rischio di dare un peso eccessivo a un numero ridotto di casi

estremi. Crespo-Minguillón e Casas [108] e James [106] utilizzano l'approccio dei valori estremi *picchi oltre soglia*, mentre Cremona [109] adotta la tecnica del superamento di livello di Rice.

In questo lavoro è stato adottato il modello DVE di Gumbel per la distribuzione dei massimi di una variabile casuale X . La calibrazione dei parametri della distribuzione dei massimi giornalieri simulati permette di stimare i corrispondenti massimi annuali e, in particolare, il loro valore caratteristico, x_k , definito come un quantile associato a una prefissata probabilità di superamento pari a 0.1% in un anno. Questo valore caratteristico costituisce la grandezza di riferimento per la determinazione delle azioni di progetto, da confrontare direttamente con quelle prescritte dal modello di carico LM1, al fine di valutarne l'adeguatezza o l'eventuale necessità di calibrazioni specifiche.

3.6.1 Distribuzioni di probabilità ai valori estremi: modello Gumbel

La distribuzione Gumbel rappresenta uno dei tre casi limite delle DVE e descrive la distribuzione asintotica dei massimi (o minimi) di variabili casuali indipendenti e identicamente distribuite, aventi coda di distribuzione a decrescenza esponenziale.

La funzione di ripartizione, Cdf, della variabile casuale X che segue una distribuzione di Gumbel per i massimi è espressa come

$$F_X(x) = e^{-\left[e^{-\left(\frac{x-\mu}{\varsigma}\right)}\right]}, -\infty < x < \infty \quad (3.17)$$

dove

- $\mu \in \mathbb{R}$ è il parametro di posizione;
- $\varsigma > 0$ è il parametro di scala.

In questo caso, considerando le due variabili casuali momento massimo giornaliero e taglio massimo giornaliero, in Figura 3.12 sono mostrati i rispettivi dati su carta di probabilità di Gumbel per verificare la consistenza dell'adattamento della distribuzione Gumbel teorica, come fatto da Enright & O'Brien in [63], e stimare i corrispondenti parametri μ e ς . Infatti, attraverso la regressione lineare in rosso in Figura 3.12, espressa attraverso l'equazione (3.18)

$$-\ln[-\ln((F_X(x)))] = \frac{1}{\varsigma} \cdot x - \frac{\mu}{\varsigma}, \quad (3.18)$$

sono stati stimati i parametri delle due distribuzioni attraverso il metodo dei *minimi quadrati*, mediante risoluzione numerica del sistema associato alla matrice di Vandermonde tramite decomposizione QR, tecnica ampiamente trattata in Golub & Van Loan [110]. È bene precisare che nella stima dei parametri è stata fatta un'ipotesi sui dati della funzione di ripartizione in cui non è definita la funzione logaritmo. Infatti, per i valori estremi $F_X(x) = 0$ $F_X(x) = 1$:

1. il punto $F_X(x) = 0$ non è stato tenuto in conto nella stima dei parametri;
2. il punto $F_X(x) = 1$ è stato sostituito con un valore molto prossimo all'unità e pari a $F_X(x) = 0.999$.

I parametri precedentemente stimati sono stati confrontati, in entrambi i casi, con quelli ottenuti attraverso il *metodo dei momenti*, come suggerito da [111]. Per la distribuzione di Gumbel i parametri μ e ς sono stati ricavati attraverso le seguenti espressioni

$$\mu = \bar{x} - \gamma_{EM} \cdot \varsigma \quad (3.19)$$

$$\varsigma = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot s, \quad (3.20)$$

dove $\bar{x}$ e s sono media e deviazione standard campionarie, mentre $\gamma_{EM} \approx 0.5772$ è la costante di Eulero-Mascheroni. Ricordando che la varianza è pari a $\text{Var}[X] = \frac{\pi^2}{6} \cdot \varsigma^2$, il confronto tra i parametri in Tabella 3.5 e in Tabella 3.6 mostra che essi siano prossimi tra loro, soprattutto se si osservano le rispettive varianze.

Tabella 3.5. Parametri stimati con entrambi i metodi di fitting per la distribuzione di Gumbel dei massimi momenti giornalieri e statistiche della varianza.

Variabile casuale	μ [kNm]	ς [kNm]	$\text{Var}[X]$ [(kNm) ²]
Momento massimo giornaliero (carta probabilistica)	3,421.0	476.8	$3.74 \cdot 10^5$
Momento massimo giornaliero (metodo dei momenti)	3,150.0	473.7	$3.69 \cdot 10^5$

Tabella 3.6. Parametri stimati con entrambi i metodi di fitting per la distribuzione di Gumbel dei massimi tagli giornalieri e statistiche della varianza.

Variabile casuale	μ [kN]	ζ [kN]	$\text{Var}[X]$ [(kN) ²]
Taglio massimo giornaliero (carta probabilistica)	330.5	42.0	$2.91 \cdot 10^3$
Taglio massimo giornaliero (metodo dei momenti)	306.4	42.1	$2.92 \cdot 10^3$

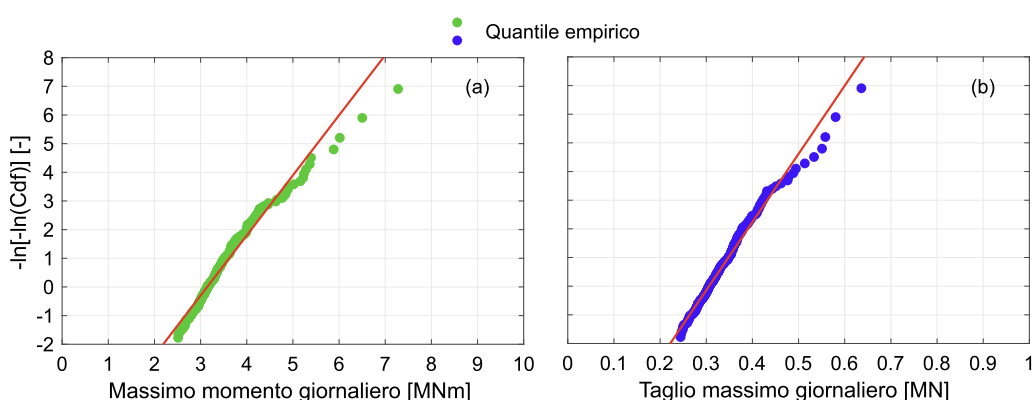


Figura 3.12. Carta probabilistica di Gumbel per la stima dei parametri della distribuzione.
(a) Distribuzione dei momenti massimi giornalieri e (b) tagli massimi giornalieri, su un anno di giorni simulati.

Per semplicità di descrizione, si faccia riferimento al solo pannello (a) della Figura 3.13, ma i concetti alla base valgono anche per il pannello (b). La curva tratteggiata rappresenta la funzione di ripartizione della distribuzione di Gumbel, fittata su quella empirica del momento massimo giornaliero, mostrata attraverso una curva a scalini in Figura 3.13, utilizzando i rispettivi parametri in Tabella 3.5 e in Tabella 3.6 nella equazione (3.17). Sfruttando le proprietà delle distribuzioni DVE è stato possibile ottenere la distribuzione di Gumbel annuale, estrapolando i dati dalla corrispondente distribuzione giornaliera.

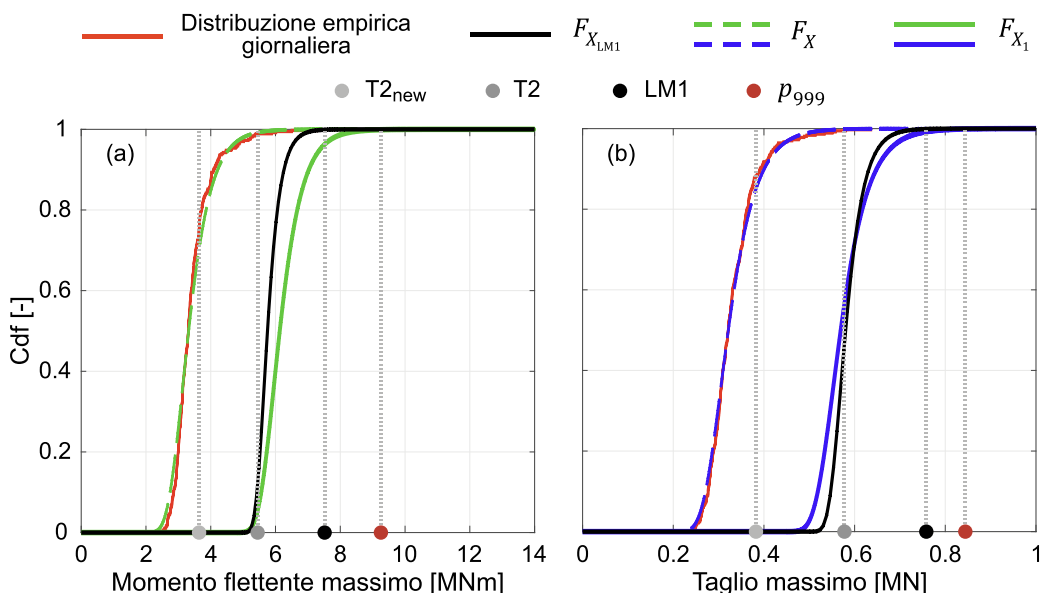


Figura 3.13. Confronto tra le distribuzioni empiriche dei massimi effetti giornalieri e le distribuzioni Gumbel: in (a) sono rappresentate le distribuzioni del momento flettente massimo mentre in (b) le distribuzioni del taglio massimo.

Quindi, definita X_1 la variabile casuale effetto massimo annuale, la distribuzione di probabilità annuale è stata ottenuta attraverso l'espressione (3.21)

$$F_{X_1}(x_1) = F_X(x)^{n_{giorni}}, \quad (3.21)$$

in cui $n_{giorni} = 365$. Sfruttando una delle proprietà della Gumbel, si può osservare che la nuova funzione di ripartizione, essendo espressione dei massimi su n_{giorni} realizzazioni indipendenti di X , è ancora Gumbel: $F_{X_1} \sim G(\mu + \zeta \cdot \ln(n_{giorni}), \zeta)$. La F_{X_1} è rappresentata da una curva continua verde nel pannello (a), in blu nel pannello (b), e viene confrontata con la funzione di ripartizione annuale del carico LM1, $F_{X_{LM1}}(x_{LM1})$, evidenziata in Figura 3.13 con una curva continua di colore nero, è approssimativamente Gumbel di parametri $\mu_{LM1} = 0.752$ e $\zeta_{LM1} = 0.036$. I precedenti parametri sono stati stimati affinché l'effetto massimo del carico LM1, pari a 7,516 kNm nel caso del momento flettente e 758.1 kN, rispettivamente nelle sezioni di mezzeria e di appoggio della trave di riva, corrispondesse al quantile di ordine novecentonovantanove, p_{999} , della distribuzione di Gumbel annuale di calibrazione del LM1, ovvero, ad esempio, $F_{X_{LM1}}(x_{LM1} = 7,516 \text{ kNm}) = 99.9\%$, e coincidente con il valore caratteristico sulla distribuzione Gumbel su 50 anni, più comunemente

utilizzata come riferimento [5]. Secondo il modello di ripartizione trasversale di Courbon, discusso nella sezione §3.3.1 e riportato in Figura 3.6, per ottenere l'effetto massimo sulla trave di riva, il carico da traffico è stato disposto sulla sezione trasversale dell'impalcato come mostrato in Figura 3.14 non caricando, quindi, la corsia di sorpasso.

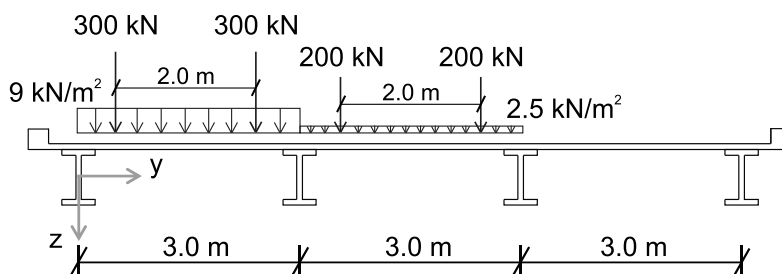


Figura 3.14. Disposizione del carico LM1 sulla sezione trasversale dell'impalcato per ottenere l'effetto massimo sulla trave di riva.

Agli effetti massimi relativi al carico LM1, indicati attraverso il punto nero in Figura 3.13, corrisponde un periodo di ritorno, $T_R = 1/(1 - p_{999}) = 1000$ anni sulla rispettiva distribuzione Gumbel annuale. Osservando la distribuzione Gumbel annuale ricavata dai risultati della simulazione in Figura 3.13(a), essa viene intercettata dal valore di momento flettente di LM1 in corrispondenza di $T_R \approx 27$ anni, ovvero ad esso è associata una probabilità di essere superato in un anno pari a circa il 14%. Infatti, il corrispondente p_{999} sulla distribuzione F_{X_1} vale 9,250 kNm, indicato attraverso il punto rosso. Il rapporto tra i rispettivi p_{999} sulle due distribuzioni Gumbel annuali, è pari 1.23, osservando come il massimo momento flettente annuale ottenuto dalla simulazione senza considerare gli effetti dinamici sia maggiore di circa il 23% rispetto a quello ottenuto dal modello di calibrazione del LM1, nel quale essi sono esplicitamente modellati [60]. Raccogliendo in Tabella 3.7 le statistiche principali delle distribuzioni Gumbel costruite in questo studio, si può osservare che, attraverso l'applicazione delle espressioni (3.19) e (3.20), mentre le medie delle due distribuzioni annuali, F_{X_1} e $F_{X_{LM1}}$, non sono molto diverse tra loro per entrambi gli effetti massimi considerati, le rispettive varianze sono maggiori nel caso delle distribuzioni Gumbel ottenute a partire dai risultati della simulazione, rispetto a quelle delle distribuzioni alla base del modello di calibrazione del carico LM1.

Tabella 3.7. Statistiche delle distribuzioni Gumbel.

Effetto massimo	Cdf	μ [kNm]	ζ [kNm]	$\text{Var}[X]$ [(kNm) ²]
Momento flettente	F_X	3,142.9	476.8	$3.74 \cdot 10^5$
	F_{X_1}	6,231.4	476.8	$3.74 \cdot 10^5$
	$F_{X_{LM1}}$	5,845.8	271.1	$1.21 \cdot 10^5$
	Cdf	μ [kN]	ζ [kN]	$\text{Var}[X]$ [(kN) ²]
Taglio	F_X	306.0	42.0	$2.91 \cdot 10^3$
	F_{X_1}	578.2	42.0	$2.91 \cdot 10^3$
	$F_{X_{LM1}}$	589.6	27.3	$1.23 \cdot 10^3$

I punti in scala di grigio fanno riferimento agli effetti massimi dovuti alla configurazione di carico della condizione di transitabilità T2 (punto grigio scuro), descritta al §2, e a una possibile proposta di variazione della configurazione del carico da traffico pesante per definire una nuova condizione di transitabilità 2, T2_{new} (punto grigio chiaro), discussa nel lavoro di Baltzopoulos et al. [112]. In entrambi i casi, i carichi da traffico sono disposti sulla sezione trasversale in maniera speculare a quanto fatto per quello da LM1 in Figura 3.14, in modo da massimizzare gli effetti oggetto di studio sulla trave di riva. Dai risultati dalla simulazione è emerso, come intuibile, che i periodi di ritorno degli effetti corrispondenti a T2 e T2_{new} siano minori rispetto a quello dell'effetto LM1, rispettivamente pari a 126 e 3.4 giorni. In Tabella 3.8 sono mostrati i periodi di ritorno degli effetti massimi ottenuti dalle tre configurazioni di carico da traffico oggetto di studio, desunti dalle distribuzioni Gumbel F_X e F_{X_1} .

Tabella 3.8. Periodi di ritorno dei carichi estratti dalle distribuzioni Gumbel ottenute dalle simulazioni.

Carichi	Momento flettente massimo		Taglio massimo	
	F_X	F_{X_1}	F_X	F_{X_1}
LM1	-	27 anni	-	129 anni
T2	126 giorni	-	-	2.3 anni
T2 _{new}	3.4 giorni	-	6.7 giorni	-

3.6.2 Distribuzioni degli effetti massimi annuali con l'applicazione dell'amplificazione dinamica

Come già anticipato, i coefficienti di amplificazione dinamica ricavati nella sezione precedente (soluzione dell'equazione dinamica del moto nel caso di sistema continuo smorzato, sottoposto a una successione di forze viaggianti sul ponte a velocità costante) sono stati applicati agli scarichi verticali dei veicoli dai quali sono state desunte le distribuzioni dei massimi effetti giornalieri riportate in Figura 3.12. In questo modo, sono state ottenute due nuove distribuzioni empiriche dei massimi, tenendo conto, stavolta, degli effetti dinamici nella risposta del sistema. Da queste distribuzioni sono stati ricavati i parametri, alla stregua di quanto discusso al §3.6.1, dei rispettivi modelli Gumbel mostrati in Figura 3.15 e riportati in Tabella 3.9. Dalla comparazione dei due modelli, con e senza l'applicazione del coefficiente di amplificazione dinamica, emerge che, a fronte di parametri di posizione, μ , simili, la varianza del secondo modello risulta circa 1.5 volte superiore a quella del primo. Ciò implica una maggiore variabilità degli effetti estremi dei carichi da traffico sul ponte e, di conseguenza, valori caratteristici più elevati ai quantili di interesse rispetto al caso senza amplificazione dinamica. Pertanto, per periodi di ritorno lunghi, il modello con amplificazione dinamica restituisce effetti massimi più severi, con dirette conseguenze sulla valutazione della sicurezza strutturale.

Tabella 3.9. Parametri stimati della distribuzione di Gumbel degli effetti massimi con l'applicazione dell'amplificazione dinamica.

Variabile casuale	μ [kNm]	ζ [kNm]	$\text{Var}[X]$ [(kNm) ²]
Momento massimo giornaliero, con φ	3,951.0	724.2	$8.63 \cdot 10^5$
	μ [kN]	ζ [kN]	$\text{Var}[X]$ [(kN) ²]
Taglio massimo giornaliero, con φ	377.4	64.0	$6.74 \cdot 10^3$

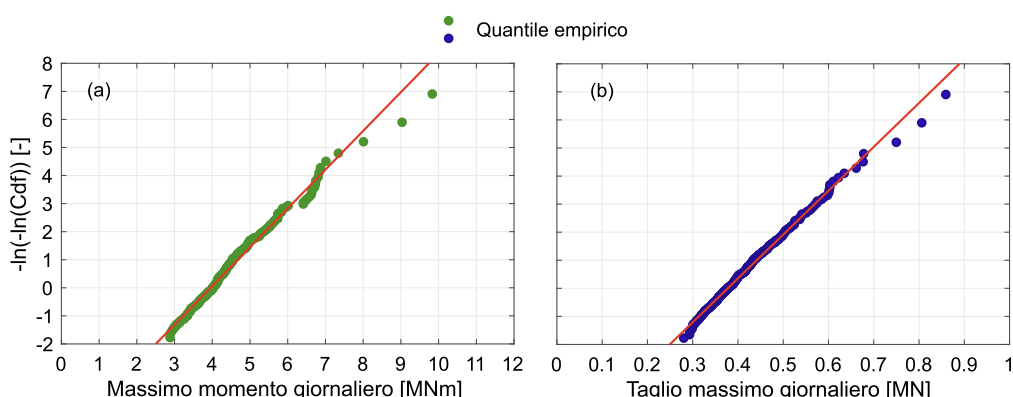


Figura 3.15. Carta probabilistica di Gumbel per la stima dei parametri delle distribuzioni delle sollecitazioni massime ottenute considerando l'effetto dell'amplificazione dinamica. (a) Distribuzione dei momenti massimi giornalieri e (b) tagli massimi giornalieri, su un anno di giorni simulati.

Dalla stima dei parametri delle distribuzioni dei massimi giornalieri con amplificazione dinamica, è stato possibile procedere nuovamente con estrapolazione a modelli di distribuzione annuale sfruttando le proprietà delle DVE. In questo caso, le differenze tra le distribuzioni F_{X_1} e $F_{X_{LM1}}$ risultano ancor più evidenti rispetto al confronto precedenti. Infatti, osservando i parametri delle distribuzioni prima citate e riportati in Tabella 3.10, nel caso simulato con amplificazione dinamica, sia il parametro di posizione μ che il parametro di scala ζ , risultano più elevati rispetto alla distribuzione di riferimento LM1 (la quale incorpora già un effetto dinamico medio). Da ciò deriva che, per uno stesso livello di probabilità o periodo di ritorno, i valori caratteristici, p_{999} , stimati dal modello simulato sono sistematicamente più alti rispetto a quelli forniti da LM1.

Tabella 3.10. Statistiche delle distribuzioni Gumbel applicando l'amplificazione dinamica.

Effetto massimo	Cdf	μ [kNm]	ζ [kNm]	$\text{Var}[X]$ [(kNm) ²]
Momento flettente	F_X	3,951.0	724.2	$8.63 \cdot 10^5$
	F_{X_1}	8,641.8	724.2	$8.63 \cdot 10^5$
	$F_{X_{LM1}}$	5,845.8	271.1	$1.21 \cdot 10^5$
	Cdf	μ [kN]	ζ [kN]	$\text{Var}[X]$ [(kNm)]
Taglio	F_X	377.4	64.0	$6.74 \cdot 10^3$
	F_{X_1}	791.9	64.0	$6.74 \cdot 10^3$
	$F_{X_{LM1}}$	589.6	27.3	$1.23 \cdot 10^3$

Nello specifico, per il periodo di ritorno $T_R = 1000$ anni, sul quale è basata la calibrazione del valore di progetto del LM1, il quantile p_{999} vale 13.2 MNm nel caso del momento flettente in Figura 3.16(a) e 1.2 MN in Figura 3.16(b) nel caso del taglio, rispettivamente circa 1.76 e 1.58 volte maggiori dei rispettivi valori caratteristici tratti dalla $F_{X_{LM1}}$.

Tabella 3.11. Periodi di ritorno dei carichi estratti dalle distribuzioni Gumbel ottenute dalle simulazioni con l'applicazione dell'amplificazione dinamica sui carichi da traffico.

Carichi	Momento flettente massimo		Taglio massimo	
	F_X	F_{X_1}	F_X	F_{X_1}
LM1	140 giorni	-	-	1.6 anni
T2	8.4 giorni	-	23.3 giorni	-
T2 _{new}	1.3 giorni	-	1.7 giorni	-

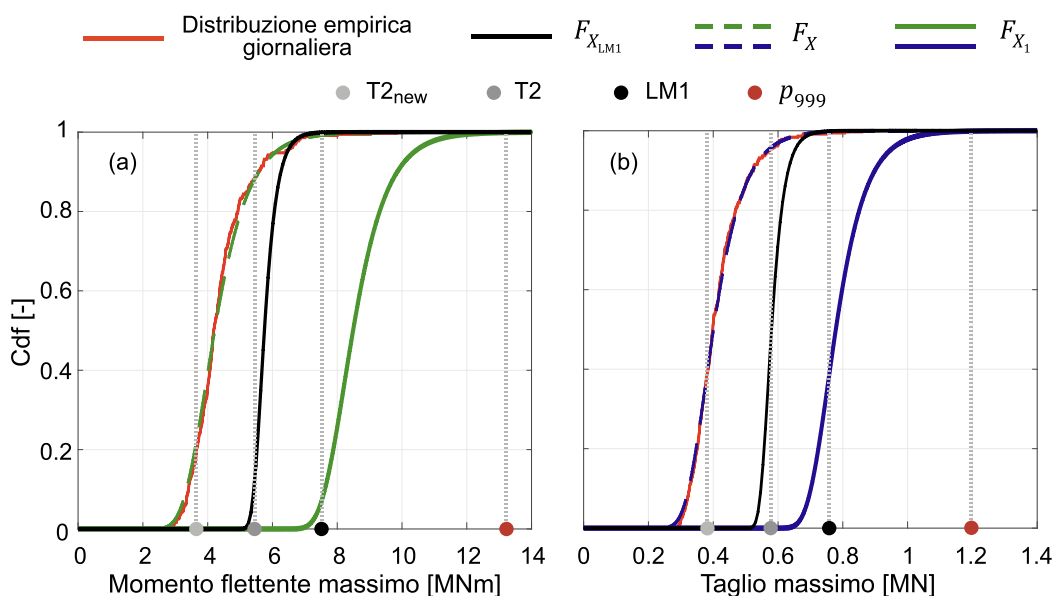


Figura 3.16. Confronto tra le distribuzioni empiriche dei massimi effetti giornalieri, considerando l'applicazione dell'amplificazione dinamica, e le distribuzioni Gumbel: in (a) sono rappresentate le distribuzioni del momento flettente massimo mentre in (b) le distribuzioni del taglio massimo.

Questa differenza non è soltanto il risultato degli effetti della simulazione, né unicamente dell'adattamento dei modelli DVE alle distribuzioni empiriche delle sollecitazioni massime, ma deriva anche dalle distribuzioni in ingresso alla procedura stessa. In particolare, la distribuzione del peso dei veicoli alla base del modello di calibrazione LM1

per l'autostrada A6 vicino Auxerre (Francia), riportata in [48], risulta sostanzialmente bimodale, con frequenze praticamente nulle oltre i 600 kN. Viceversa, le distribuzioni ad hoc elaborate dai dati WIM al §2 e riportate in Appendice al §7.3, utilizzate come input nella simulazione, mostrano che pesi superiori a 600 kN non possono ritenersi trascurabili nelle categorie di veicoli da 3 a 9.

Poiché il modello DVE è sensibile ai valori presenti nella coda di destra della distribuzione, in Figura 3.17(a) è rappresentata la distribuzione del peso dei veicoli che hanno generato gli effetti massimi ottenuti dalla simulazione (in questo caso, a titolo di esempio, si riporta la distribuzione relativa ai massimi momenti flettenti, M_{max} , senza l'amplificazione dinamica). È evidente come i momenti flettenti massimi siano prodotti, nella maggior parte dei casi, da veicoli con peso superiore a 600 kN, con una moda della distribuzione pari a circa 650 kN. Considerando, in particolare, i soli momenti massimi flettenti massimi maggiori di 5.0 MNm, che rappresentano la coda destra della distribuzione in Figura 3.12(a), il peso complessivo sull'impalcato del ponte supera i 1,000 kN.

Inoltre, dalla struttura stessa della procedura di simulazione – in particolare per quanto riguarda le modalità di immissione e di transito dei veicoli sul ponte - la Figura 3.17(b) consente di desumere il grado di riempimento dell'impalcato associato ai suddetti pesi elevati. Si rileva che circa il 60% dei momenti massimi è dovuto alla presenza di un solo veicolo sul ponte, mentre il restante 40% è attribuibile alla presenza di 2-5 veicoli, il cui effetto combinato e contemporaneo contribuisce alla definizione dei momenti flettenti massimi.

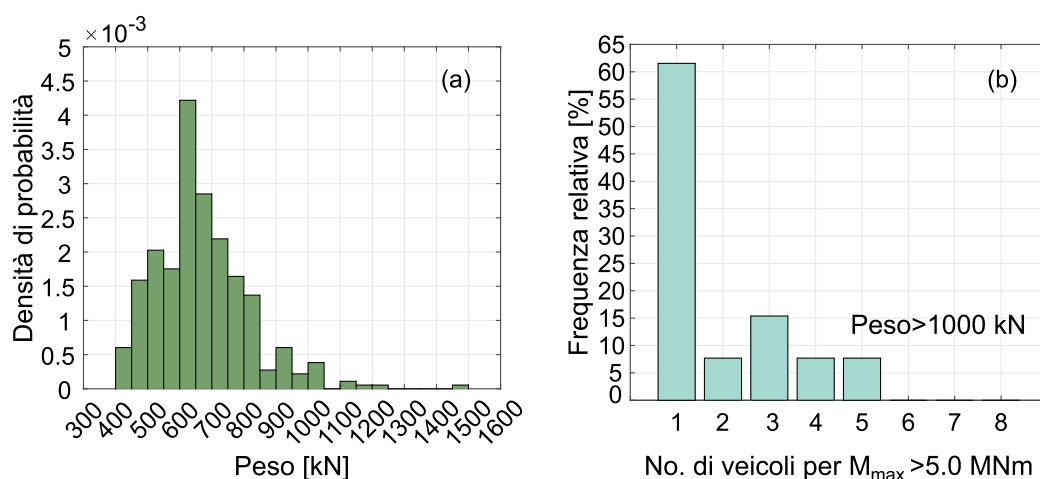
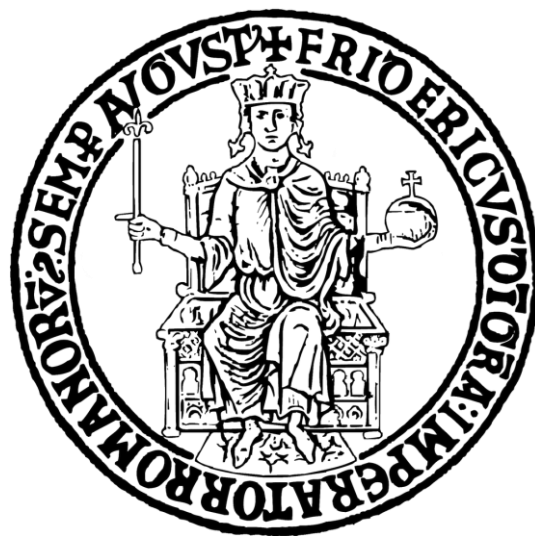


Figura 3.17. (a) Distribuzione dei massimi pesi dei veicoli concorrenti alla definizione della distribuzione dei massimi momenti flettenti giornalieri desunti dalla simulazione mentre in (b) si riporta distribuzione del numero dei veicoli presenti contemporaneamente sul ponte nella definizione dei massimi momenti flettenti giornalieri superiori a 5.0 MNm.

In sintesi, l'impiego dei dati WIM rappresenta un supporto efficace per una valutazione affidabilistica più aggiornata delle configurazioni e degli scenari di carico da traffico sulle infrastrutture stradali. Negli ultimi quarant'anni, infatti, i carichi da traffico in Italia hanno subito trasformazioni significative, con variazioni nel trasporto su gomma rispetto alle schematizzazioni adottate per la calibrazione dei modelli di carico attualmente utilizzati nella progettazione e nella verifica di ponti nuovi ed esistenti. Alla luce di queste considerazioni, in questo capitolo è stato sviluppato uno strumento semplificato di simulazione del traffico, basato sulle distribuzioni empiriche derivate dai dati WIM dell'autostrada A3 Napoli–Pompei–Salerno, con l'obiettivo di ricavare modelli di carico aggiornati e confrontarli con quelli previsti dalle normative vigenti.

I risultati della simulazione sono stati espressi in termini di distribuzioni delle sollecitazioni massime giornaliere (momento flettente e taglio), calcolate in corrispondenza delle sezioni di mezzera e di appoggio della trave di riva di un viadotto in cemento armato precompresso con schema appoggiato-appoggiato. Tali distribuzioni sono state successivamente estrapolate a livello annuale mediante l'impiego di un modello di probabilità di tipo Gumbel, dal quale è stato ricavato il valore caratteristico corrispondente a un periodo di ritorno dell'effetto massimo pari a mille anni, confrontandolo con il valore di progetto previsto dagli codici correnti.

Dall'analisi è emerso che, considerando i dati WIM dell'autostrada A3 e il ponte archetipico oggetto di studio, l'utilizzo delle configurazioni di carico previste dalle NTC18 e dalle LL.GG.2020 per le verifiche di sicurezza dei ponti esistenti e per la progettazione dei nuovi ponti può portare a una sottostima delle azioni da traffico: circa l'80 % nel caso del momento flettente e circa il 60 % nel caso del taglio.



CAPITOLO 4

Valutazione della vulnerabilità sismica dei ponti esistenti

*Devo liberarmi del tempo e
vivere il presente giacché non esiste
altro tempo che questo meraviglioso
istante.*

Alda Merini

Questo capitolo mira a descrivere la valutazione dell'affidabilità sismica dei ponti esistenti, considerando alcune tipologie strutturali selezionate dalla pratica progettuale italiana, rappresentative del patrimonio del costruito a partire dalla seconda metà del XX secolo, sviluppate nell'ambito del progetto DPC-ReLUIIS 2022-24 WP3 [113].

All'interno del suddetto progetto, sono stati selezionati dodici casi studio, distinti in undici ponti in cemento armato e un ponte in muratura. Nella trattazione sono state affrontate, confrontandone i risultati, due tipologie di modellazione: (i) ponti con base fissa (FB) e (ii) ponti in cui si considera l'interazione suolo-struttura (SSI) [114]. Si è proceduto con l'intento di collocare idealmente i ponti caso studio in tre siti di riferimento in Italia, caratterizzati da tre livelli differenti di pericolosità sismica, distinguendoli in bassa (Milano, MI), moderata (Napoli, NA) e alta (L'Aquila, AQ) pericolosità. Inoltre, a ciascun sito è stato associato un profilo del suolo rappresentativo delle condizioni locali, necessarie per la progettazione delle fondazioni, per l'analisi della risposta sismica del sito e per la modellazione dell'interazione suolo-struttura. Laddove necessario, è stata operata la riprogettazione di alcuni elementi strutturali, mediante il cosiddetto *progetto simulato*, differenziandola in ragione del sito di costruzione e dell'epoca di progettazione, in quanto le normative di

riferimento al tempo di progettazione non prescrivevano indicazioni riguardo alla progettazione sismica degli elementi dissipativi.

A tal riguardo, dopo aver selezionato tali ponti oggetto di studio e, come già anticipato, sufficientemente rappresentativi del portafoglio di infrastrutture presenti sul territorio italiano, di questi sono stati prodotti gli omologhi modelli agli elementi finiti (FEM, [22]), sui quali sono state condotte analisi dinamiche non lineari, definite *Multi-stripe analysis* (MSA, [115]). Per le MSA sono stati selezionati gli accelerogrammi mediante il criterio basato sulla scelta dell'input sismico compatibile con la pericolosità del sito, secondo l'approccio della *spettro-compatibilità con uno spettro condizionato per livello di intensità* $S_a(T)$ [116,117], le cui risposte strutturali afferiscono a diversi livelli di prestazione, anche detti stati limite, ovvero UPD (operatività), SD (danno grave) e SF (fallimento della struttura). Pertanto, l'affidabilità sismica dei ponti esaminati è stata valutata in termini di tasso di fallimento, λ_F , da intendersi come la violazione dell'obiettivo prestazionale associati ai tre livelli prestazionali suddetti, mediante integrazione tra la fragilità sismica e la pericolosità sismica di ciascun sito. Quest'ultima è stata ottenuta attraverso l'analisi probabilistica di pericolosità sismica (PSHA, [118,119]), mentre la fragilità sismica è stata ricavata basandosi sui risultati delle MSA.

Nello specifico, si è focalizzata l'attenzione sulla modellazione numerica e l'analisi di uno dei ponti caso studio riportati nel [113]. Si tratta del viadotto *Miano-Agnano*, afferente alla tipologia di ponti in calcestruzzo armato precompresso (CAP) a cavi post-tesi e appartenente al tratto stradale che collega i quartieri del Vomero e di Fuorigrotta, sulla Tangenziale di Napoli (A56). L'obiettivo è stato quello di fornire e discutere indicazioni sul livello di affidabilità sismica del ponte caso studio, da confrontare con quelli richiesti dai codici di progettazione sismica vigenti. Sintetizzando, sulla base del confronto con i risultati del progetto di ricerca DPC-ReLUIS 2019-21, riguardante l'affidabilità sismica dei viadotti conformi al codice costruiti in Italia [13], si è rilevato che i tassi di fallimento ottenuti per questa analisi sul ponte *Miano-Agnano*, progettato e costruito nel secolo scorso, sono più alti rispetto a quelli dei ponti che dovrebbero essere progettati e costruiti secondo i dettami delle normative attuali.

L'organizzazione del capitolo è strutturata come segue. La sezione 1 presenta la pericolosità sismica specifica dei siti caso studio, e la modalità di selezione degli accelerogrammi da utilizzare nelle analisi dinamiche. La sezione 2 illustra la modellazione FEM del viadotto adottato

per le analisi, specificando la modellazione non lineare di ciascun componente (dall'impalcato agli elementi della sottostruttura), nonché la descrizione dell'approccio di trattazione dell'interazione terreno-struttura. La sezione 3 descrive i livelli prestazionali assunti. Le sezioni 4 e 5 illustrano i risultati delle analisi dinamiche non lineari, sintetizzandoli in termini di tassi di fallimento e concludendo con delle osservazioni.

4.1 Pericolosità sismica e selezione degli accelerogrammi

Per questo studio, sono stati selezionati tre siti italiani rappresentativi di livelli di sismicità bassa, moderata e alta, rispettivamente Milano, Napoli e L'Aquila mostrati in Figura 4.1. Per ciascuno di questi siti è stata condotta un'analisi PSHA ad hoc, conformemente a quanto considerano le attuali norme vigenti per progettazione sismica. Tale analisi è stata eseguita per tutte le ordinate spettrali di interesse nell'ambito del progetto RINTC [120]. Questa procedura ha prodotto le curve di pericolosità da integrare con le curve di fragilità per la determinazione dei tassi di fallimento. Inoltre, utilizzando la disaggregazione della pericolosità sismica, sono stati selezionati gli accelerogrammi consistenti con la pericolosità in termini di forme spettrali e dei principali parametri degli eventi sismici più probabili: magnitudo del terremoto (M) e distanza sito-sorgente (R).

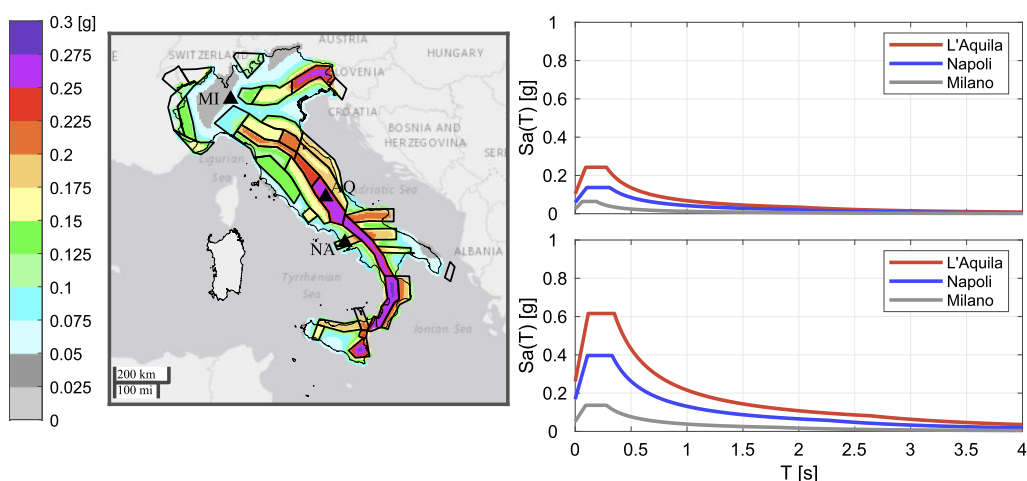


Figura 4.1. A sinistra, la mappa italiana in *peak ground acceleration* (pga), su suolo A, con probabilità di essere superata pari al 10% in 50 anni e localizzazione dei tre siti; in alto a destra, gli spettri a pericolosità uniforme, su suolo A, ai tre siti con il 63% di probabilità di essere superato in 50 anni, mentre in basso a destra, gli spettri a pericolosità uniforme per gli stessi siti e condizione di suolo, ma con probabilità di essere superati del 10% in 50 anni.

La procedura di selezione [121], ha fornito duecento coppie di registrazioni per ciascuna misura di intensità $Sa(T)$, con venti registrazioni per ognuna delle dieci strisce (*stripes*) di intensità (IML), associate a dieci periodi di ritorno, $T_R = \{10; 50; 100; 250; 500; 1,000; 2,500; 5,000; 10,000; 100,000\}$. [122].

A titolo di esempio, la Figura 4.2 mostra la selezione di accelerogrammi eseguita per il sito di L'Aquila, assumendo come periodo di condizionamento $T = 0.5$ s. In particolare, a sinistra si mostra la selezione per la striscia corrispondente alla intensità con periodo di ritorno pari 50 anni, a destra per 10000 anni. La selezione è consistente con la pericolosità sismica del sito, essendo svolta considerando quale spettro target lo spettro condizionato. Per dettagli si rimanda a Iervolino et al [123].

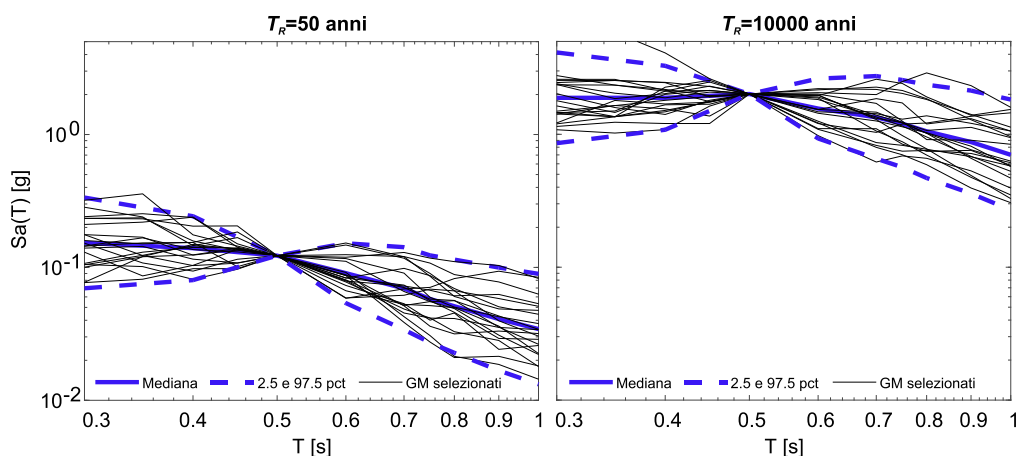


Figura 4.2. Selezione degli accelerogrammi secondo la procedura [121].

4.2 Viadotto Miano-Agnano

Il viadotto Miano-Agnano è stato progettato nel 1969 e costruito tra il 1970 e il 1971. La struttura, mostrata nella Figura 4.3, è rappresentativa di un viadotto a cinque campate, che consente alla Tangenziale di Napoli (A56) di superare l'ambiente urbano costruito, tra gli svincoli di Vomero e Fuorigrotta. La sovrastruttura è costituita da cinque impalcati in CAP semplicemente appoggiati, separati longitudinalmente da giunti di dilatazione. Le campate presentano una lunghezza di circa trentasei metri, e ciascuna è formata da quattro travi precomprese e prefabbricate, unite da travi trasversali di irrigidimento e da una soletta di impalcato dello spessore di 22 cm gettate in opera. Le pile, mostrate in un estratto dalle tavole di progetto originali in Figura 4.4, sono costituite da colonne singole in cemento armato (CA), aventi sezioni circolari di diametro pari a 2.7 m, e da pulvini con sezioni a T rovescio. Le fondazioni delle pile e delle spalle sono costituite da pali trivellati in CA con un diametro di 1.0 m, collegati tramite plinti a pianta esagonale per le pile e rettangolare per le spalle.



Figura 4.3. Vista complessiva del ponte. In alto, si presenta una vista inferiore dell'impalcato; in basso, una sezione longitudinale del ponte, estratta dalle tavole del progetto originale.

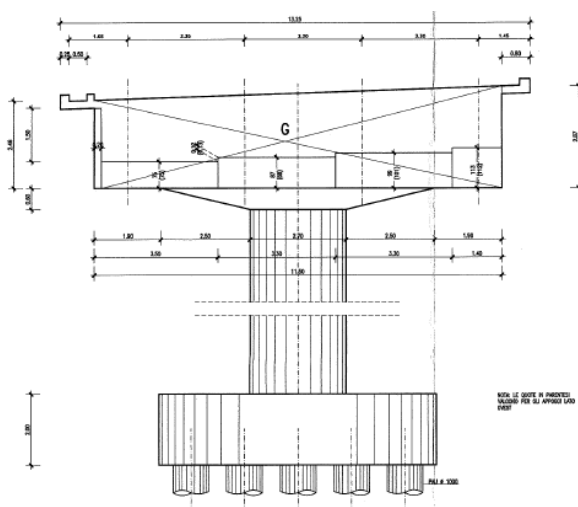


Figura 4.4. Sezione trasversale della pila, estratta dalle tavole del progetto originale.

4.3 Modello e analisi strutturali del ponte

La modellazione FEM del viadotto Miano-Agnano è stata realizzata utilizzando la piattaforma OpenSees [124], con elementi di tipo trave a due nodi e sistemi di molle generalizzate. Ciascun impalcato è stato modellato utilizzando elementi elastici lineari (*elastic BeamColumn*), come mostrato in Figura 4.5, assegnando, di fatto, a un elemento a trave singola, le caratteristiche geometriche e inerziali dell'intera sezione trasversale di impalcato multi-trave, procedendo con una certa discretizzazione lungo la sua lunghezza per riprodurre al meglio la distribuzione della massa. Per quanto riguarda le pile, la modellazione è stata eseguita considerando elementi trave-colonna a sezione a fibre (*nonlinear BeamColumn*) con formulazione implicitamente basata sulla forza [125,126]. Tale metodologia consiste nel suddividere la sezione trasversale dell'elemento strutturale in fibre individuali, associando a ognuna di esse un materiale specifico a cui compete una propria legge costitutiva che descrive il rapporto tra tensione e deformazione. In questo modo è possibile tenere conto delle non-linearità geometriche attraverso la modellazione della plasticità diffusa [127].



Figura 4.5. Modello FEM del ponte caso studio.

I legami costitutivi del materiale assegnato a ciascuna delle fibre, illustrate esemplificativamente nel pannello di destra della Figura 4.6, sono descritti dai modelli *Concrete01*, *Concrete04* (rispettivamente per il copriferro e il nucleo della sezione trasversale delle pile) e *Steel02* (per le armature longitudinali), presenti nella libreria OpenSees [124]. Per tenere conto del contributo deformativo della sezione trasversale dovuto al taglio in campo non lineare (post-fessurazione), è stato utilizzato uno strumento di modellazione denominato *section aggregator*.

La scelta di modellazione attraverso questo strumento consente di inserire deformabilità aggiuntiva alle sezioni trasversali di un elemento, assegnandola ai soli gradi di libertà di interesse; in questo caso, trattandosi di elementi non lineari con comportamento a trave, la cui formulazione predefinita è puramente flessionale, lo si è utilizzato per portare in dote anche gli effetti deformativi taglianti. Successivamente, le capacità flessionali e taglianti di ciascuna pila sono state valutate mediante analisi statiche non lineari, ricavando le curve forza-spostamento, anche chiamate *Static Pushover Curves* (SPO) [128].

Ricordando che il modello così costruito debba essere idealmente allocato, quindi progettato, ai tre diversi siti italiani oggetto di studio, per i siti di Napoli e Milano, sono state adottate le medesime armature longitudinali e trasversali del progetto originale (disponibili dalle relazioni di calcolo e dai disegni progettuali, come mostrato nel pannello di sinistra della Figura 4.6), in quanto tali siti, al tempo della loro progettazione (1969), non erano classificati come zone interessate da progettazione sismica [4]. Tuttavia, per il sito dell'Aquila, è stato necessario procedere attraverso l'approccio di *progetto simulato*, ossia riprogettare le armature longitudinali in base alle norme vigenti all'epoca della progettazione riguardo alle azioni sismiche. Il documento legislativo elencava le aree del territorio italiano rientranti nella prima categoria (alta sismicità) e nella seconda categoria (media sismicità), con il solo sito dell'Aquila, tra i tre sopra menzionati, ricadente nella seconda categoria, per la quale la legge riportava che: "*Il rapporto tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0.07, qualunque siano l'altezza dell'edificio e il numero dei piani*". Quindi, secondo le prescrizioni in vigore all'epoca di progettazione, la domanda sismica per il viadotto locato a L'Aquila è stata definita come un'azione diretta alternativamente lungo due assi tra loro ortogonali e pari, in modulo, al 7% del peso proprio relativo alla massa eccitata. Definita la massa eccitata come la somma della porzione di impalcato appoggiato-appoggiato agente sulla testa della

generica pila, sommata a metà del suo peso proprio e dell'intero peso del pulvino, è stato possibile riprogettare le armature longitudinali applicando il metodo delle tensioni ammissibili. Le armature longitudinali così ottenute, sono state considerate disposte su due strati, e le relative quantità sono riportate nella Tabella 1.

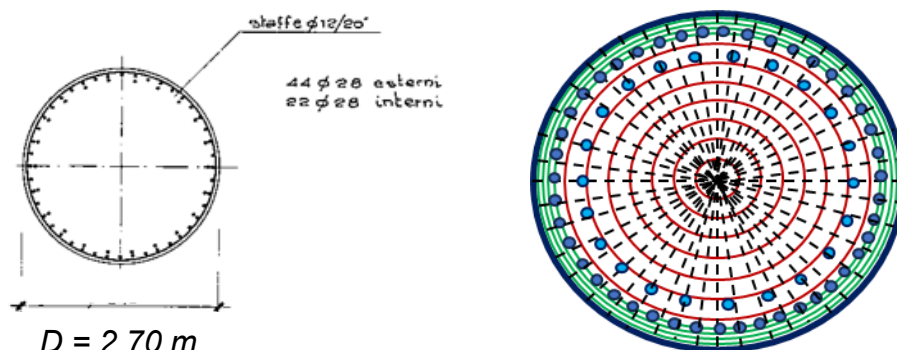


Figura 4.6. A sinistra, sezione trasversale della pila in cemento armato estratta dalle tavole di progetto originali; a destra, discretizzazione a fibre della stessa sezione trasversale nel modello agli elementi finiti.

Tabella 4.1. Armature longitudinali progettate per le azioni sismiche.

Sito	Pila 1	Pila 2	Pila 3	Pila 4
Napoli, Milano	44φ28	44φ28	44φ28	44φ28
	22φ28	22φ28	22φ28	22φ28
L'Aquila	46φ30	46φ30	46φ30	50φ30
	24φ30	24φ30	28φ30	30φ30

Le deformazioni a taglio nel modello di capacità delle pile sono state considerate attraverso il legame costitutivo taglio-deformazione angolare, $V - \gamma$. Nello specifico, all'interno del *section aggregator* ne è stato adottato uno di tipo tri-lineare [129], il quale è stato modellato tramite l'oggetto *uniaxialMaterial Hysteretic* [124], di cui è possibile osservarne una rappresentazione nei pannelli di sinistra delle figure che seguono. Su questi modelli sono altresì evidenziati tre punti distinti tramite un pallino vuoto, a cui è associato un comportamento meccanico ben definito. Il punto A, al quale fa riferimento la prima variazione di pendenza rispetto a quella elastico-lineare iniziale, corrisponde alla fessurazione tagliante e flessionale dell'elemento strutturale, definita attraverso i rispettivi taglio e deformazione angolare alla fessurazione (V_{cr}, γ_{cr}); il punto B rappresenta la capacità massima a taglio della sezione trasversale secondo il modello

di resistenza a taglio proposto da Kowalsky e Priestley in [130], il quale tiene conto dello sforzo assiale e delle escursioni deformative in campo non lineare (V_{peak}, γ_{peak}); mentre il punto C rappresenta un decadimento della capacità resistente, in cui tutti i contributi della resistenza a taglio, eccetto quello dell'armatura trasversale, sono considerati deteriorati (V_s, γ_u). Nello specifico, il modello di capacità a taglio secondo quanto riportato in [130] si presenta sottoforma additiva di tre contributi, come riportato nella equazione (4.1), secondo cui il taglio resistente, V_n , è ottenuto dalla somma di tre contributi separati: V_s rappresenta la capacità a taglio attribuita al meccanismo di travatura in acciaio, V_p rappresenta il contributo di resistenza attribuito allo sforzo assiale agente sulla sezione trasversale della pila e V_c rappresenta il meccanismo resistente a taglio relativo al calcestruzzo.

$$V_n = V_s + V_p + V_c; \quad (4.1)$$

con

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_h \cdot f_{yh} \cdot D'}{s} \cdot \cot \Gamma;$$

$$V_p = P \cdot \tan \alpha;$$

$$V_c = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_v.$$

I termini dei singoli contributi sono: A_h è l'area di un braccio dell'armatura trasversale circolare, f_{yh} è la resistenza allo snervamento dell'armatura trasversale, D' è il diametro del nucleo interno della sezione trasversale della pila, s è il passo dell'armatura trasversale, $\cot \Gamma$ è l'inclinazione della biella compressa di calcestruzzo, con Γ assunto pari a 30° ; P è sforzo normale agente nella sezione trasversale della pila, $\tan \alpha$ rappresenta l'inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse longitudinale della pila; $A_v = 0.8 \cdot A_g$ è l'area reagente a taglio, pari all'area lorda della sezione trasversale ridotta del 20%, f'_c è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo, k è un coefficiente che tiene conto dell'effetto del degrado della resistenza a taglio del calcestruzzo all'incrementare della duttilità, a causa dell'apertura delle fessure. Questo fenomeno, infatti, comporta un degrado dei meccanismi di resistenza del calcestruzzo di resistere alle forze di taglio, come per esempio dell'ingranamento degli inerti, ed è sinteticamente portato in conto mediante k che si riduce al crescere della duttilità in curvatura, μ_ϕ . Si precisa, inoltre, che le resistenze adottate nella definizione dei contributi si riferiscono ai valori medi e riportati nella Tabella 4.2.

Tabella 4.2. Valori medi delle resistenze dei materiali.

f_{yh} [MPa]	f'_c [MPa]
440	30

Nella Tabella 4.3 sono riportate le formulazioni analitiche utilizzate per la relazione $V - \gamma$, dove G rappresenta il modulo di taglio del calcestruzzo, A_v l'area reagente a taglio, e $\Lambda = I_e/I_g$, è il rapporto tra il momento di inerzia efficace e quello lordo della sezione, così come definiti nel testo “*Seismic design and retrofit of Bridges*” [131]. È utile precisare che l'effetto dell'aumento delle deformazioni a taglio in elementi in calcestruzzo fessurati flessionalmente, si computa applicando una riduzione dell'area di taglio attraverso l'applicazione del coefficiente Λ .

Tabella 4.3. Parametri per il rapporto trilineare fra taglio e deformazione angolare.

Parametro	Punto A	Punto B	Punto C
V	V_{cr}	V_{peak}	V_s
γ	γ_{cr}	$\gamma_{peak} = V_{peak}/(G \cdot A_v \cdot \Lambda)$	$\gamma_u = 10 \cdot \gamma_{peak}$

Definito il modello, su ciascuna pila sono state condotte delle analisi statiche non-lineari, ricavando delle curve SPO elemento-specifiche e riportate nel pannello di destre delle figure seguenti. Le curve SPO riportate delle Figura 4.12 e Figura 4.13 mostrano un troncamento in corrispondenza di un drift, definito come il rapporto tra lo spostamento in testa della pila e la sua altezza, circa pari al 2%. Dalla intersezione tra le curve $V - \mu_\phi$ e $V_n - \mu_\phi$ è possibile ricavare il valore limite del taglio resistente, indicato in Figura 4.7 con una freccia rossa (a titolo di esempio si riporta la sola intersezione tra le curve della pila 1 progettata per AQ), oltre il quale la capacità resistente definita dalla SPO perde di significato, avendo attinto la crisi fragile dell'elemento strutturale. Inoltre, nelle Tabella 4.4 e Tabella 4.5, si riportano i valori utilizzati per calcolare la resistenza a taglio nella costruzione del *section aggregator*, con annesse le coppie $V_u - drift$ associate alla crisi per taglio, laddove sopraggiunta.

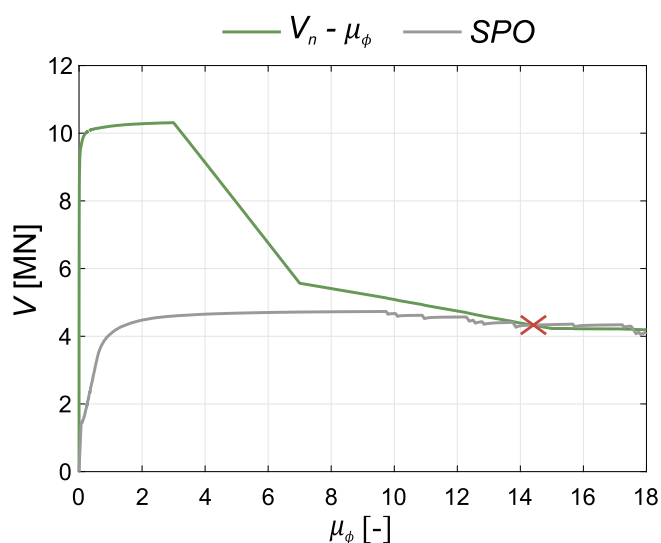


Figura 4.7. Valutazione del taglio ultimo della pila dalla intersezione tra il modello di capacità a taglio adottato e la curva SPO.

Tabella 4.4. Parametri per la modellazione della capacità resistente delle pile nei siti di Napoli e Milano

Sito	Pila	H _{pila} [m]	P [MN]	V _A [MN]	γ _A [-]	V _B [MN]	γ _B [-]	V _C [MN]	γ _C [-]	V _u [MN]	drift [%]
MI, NA	1	7.20	8.2	1.4	2.7E-5	10.3	5.5E-4	1.8	5.5E-3	-	5
	2	8.60	8.3	1.3	2.4E-5	9.9	5.3E-4	1.5	5.3E-3	-	5
	3	10.10	8.5	1.0	1.9E-5	9.7	5.1E-4	1.5	5.1E-3	-	5
	4	11.50	8.6	0.9	1.7E-5	9.6	4.9E-4	1.5	4.9E-3	-	5

Tabella 4.5. Parametri per la modellazione della capacità resistente delle pile nel sito di L'Aquila.

Sito	Pila	H _{pila} [m]	P [MN]	V _A [MN]	γ _A [-]	V _B [MN]	γ _B [-]	V _C [MN]	γ _C [-]	V _u [MN]	drift [%]
AQ	1	7.20	8.2	1.4	2.7E-5	10.3	5.4E-4	1.8	5.4E-3	4.2	1.95
	2	8.60	8.3	1.3	2.5E-5	9.9	5.2E-4	1.5	5.2E-3	3.8	1.97
	3	10.10	8.5	1.0	2.0E-5	9.7	5.1E-4	1.5	5.1E-3	-	5
	4	11.50	8.6	0.9	1.7E-5	9.6	4.9E-4	1.5	4.9E-3	-	5

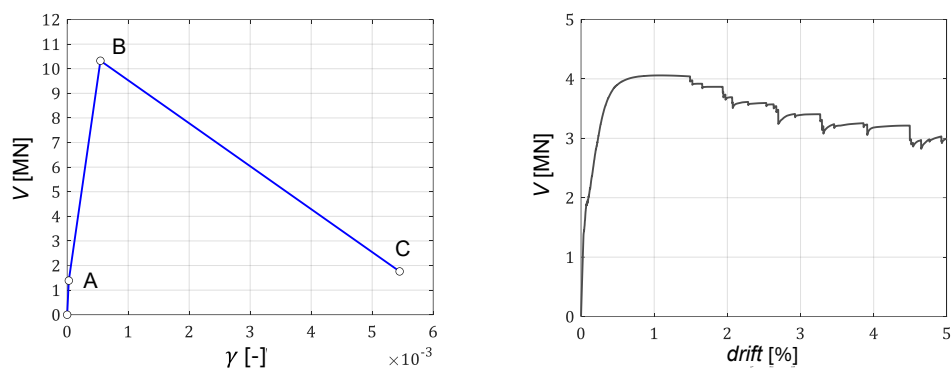


Figura 4.8. Risposta strutturale per la pila 1 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

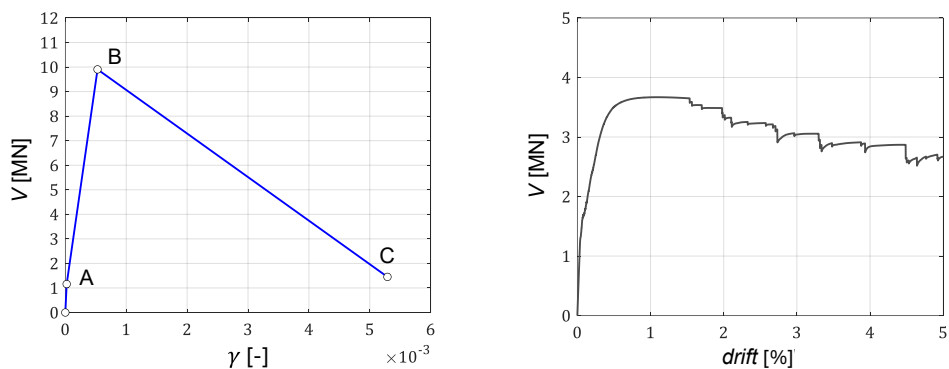


Figura 4.9. Risposta strutturale per la pila 2 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

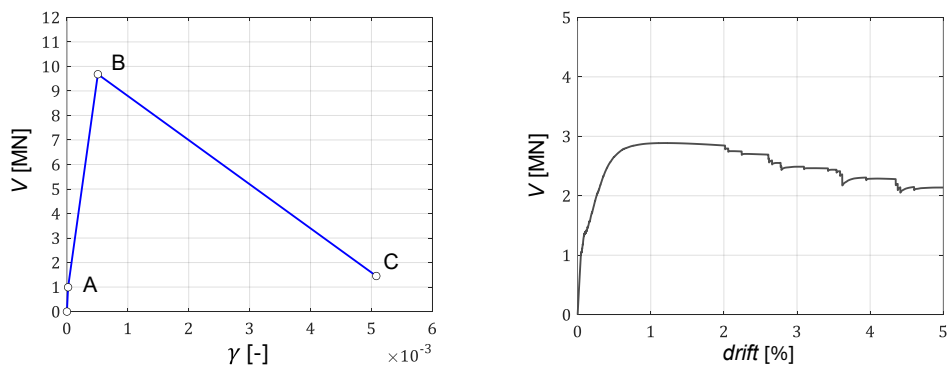


Figura 4.10. Risposta strutturale per la pila 3 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

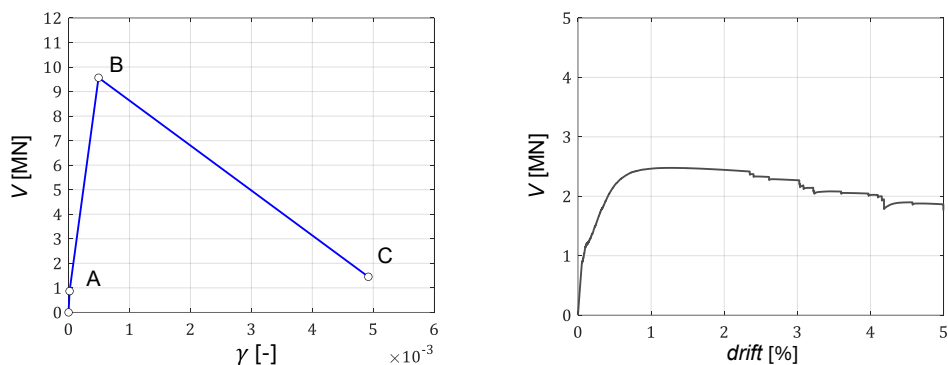


Figura 4.11. Risposta strutturale per la pila 4 del ponte progettato per i siti di Napoli e Milano. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

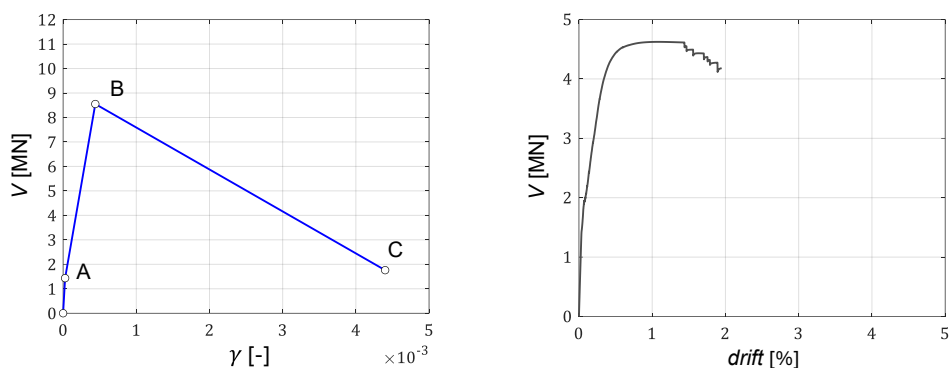


Figura 4.12. Risposta strutturale per la pila 1 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

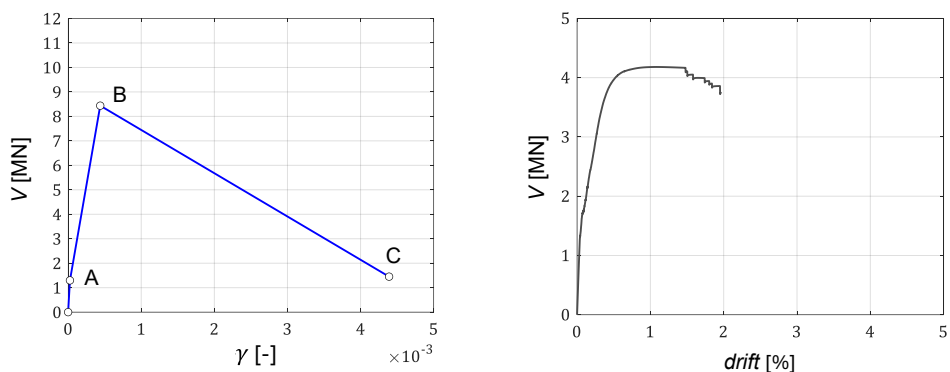


Figura 4.13. Risposta strutturale per la pila 2 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

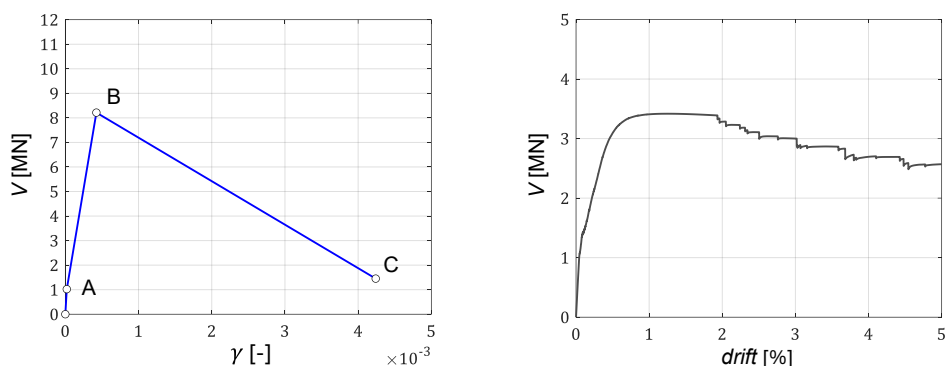


Figura 4.14. Risposta strutturale per la pila 3 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

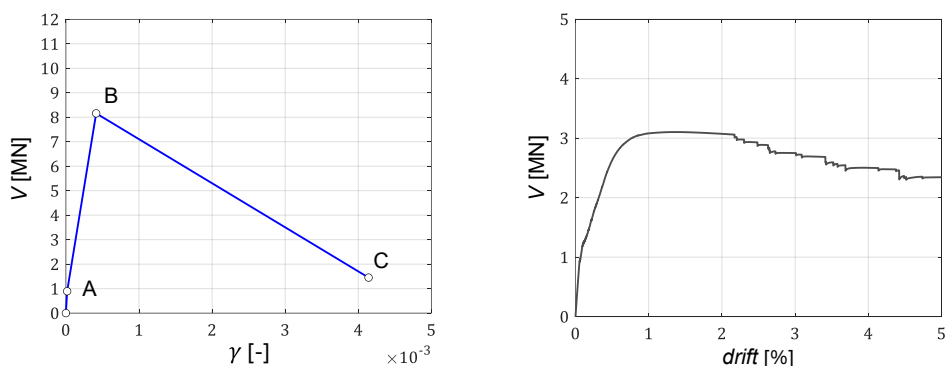


Figura 4.15. Risposta strutturale per la pila 4 del ponte progettato per il sito di L'Aquila. A sinistra, il modello tri-lineare del *section aggregator*; a destra, la corrispondente curva SPO.

La connessione tra gli elementi della sovrastruttura e della sottostruttura sono modellate mediante appositi elementi strutturali che reagiscono alle azioni orizzontali, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale. Le travi principali, quindi, sono sostenute dai pulvini delle pile tramite appoggi convenzionali, costituiti da cuscinetti in neoprene con inserti di acciaio laminare. In direzione longitudinale, i giunti di dilatazione, interposti tra una campata e l'altra, si chiudono a basse deformazioni angolari dei cuscinetti elastomerici, mentre l'impalcato impatta contro le pile; pertanto, in tale direzione, i cuscinetti sono modellati mediante una semplice molla elastica. In direzione trasversale, lo spostamento dell'impalcato provoca l'impatto contro i parapetti in CA, che emergono dalle estremità dei pulvini e fungono da dispositivi di arresto; per tale grado di libertà è stata utilizzata una molla non lineare che assume lo

scorrimento come modalità di collasso dei cuscinetti in neoprene, come descritto in [132,133].

Di conseguenza, il collegamento tra l'impalcato e le sottostrutture (elementi strutturali verticali quali pile e spalle) è rappresentato da una configurazione parallela composta da un elemento a lunghezza zero con una molla generalizzata e un altro elemento a lunghezza zero a cui è stata assegnata una proprietà elastoplastica con gap (materiale *unialMaterial ElasticPPGap*). Quest'ultimo è stato utilizzato per consentire la chiusura del giunto di dilatazione prima dell'impatto tra l'impalcato e la spalla in direzione longitudinale, come illustrato in Figura 4.16.

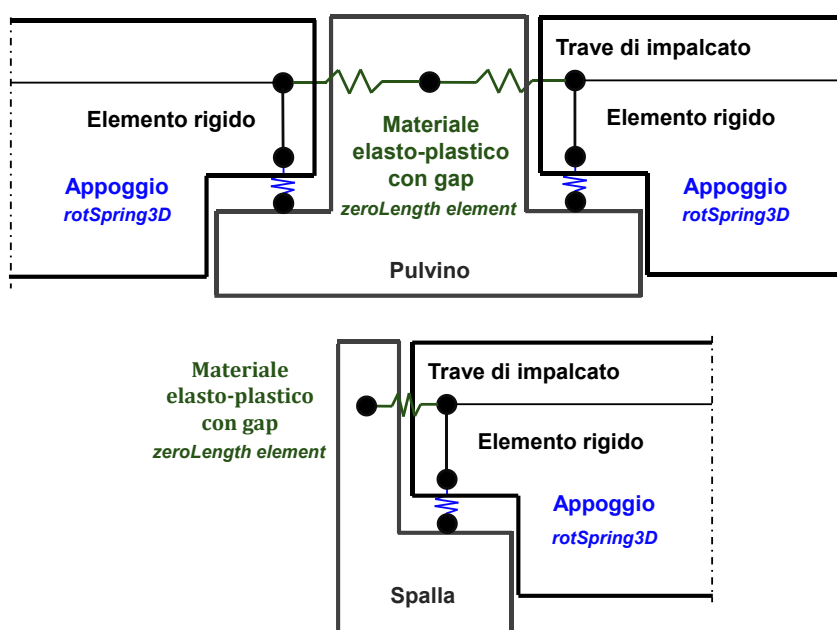


Figura 4.16. In alto, dettaglio della modellazione strutturale degli elementi di connessione tra impalcato e pile; in basso, tra impalcato e spalle.

Nel caso di contatto tra l'impalcato e la parete paraghiaia della spalla, i parametri di rigidezza longitudinale e di forza massima resistente sono stati determinati sulla base di [134], assumendo che le pressioni passive del terreno provenienti dal rilevato di accesso siano progressivamente attivate. In direzione trasversale, è stato assegnato un legame costitutivo elastico perfettamente plastico alle molle traslazionali, al fine di modellare la resistenza ultima a taglio dei dispositivi di arresto trasversali assumendo, quindi, il loro fallimento come condizione di collasso.

4.4 Interazione suolo-struttura

La risposta dinamica che include l'interazione terreno-struttura è ricavata attraverso un'approssimazione basata sull'introduzione di macroelementi inerziali e uniassiali disaccoppiati (1DME) alla base di ciascun supporto, seguendo quanto descritto nel framework proposto da [135,136]. Questi elementi sono inseriti tra i nodi fissi e la pila e consistono in una molla non lineare affiancata a uno smorzatore lineare in parallelo per ciascun grado di libertà. Affinché si potesse ridurre l'onere computazionale, in ragione del livello di approssimazione introdotto, il comportamento è considerato disaccoppiato tra i gradi di libertà, con le molle non lineari che adottano un modello costitutivo elastico-perfettamente plastico. In questo contesto, le pile presentano cinque gradi di libertà: i tre spostamenti (lungo la direzione longitudinale, trasversale e verticale) e due rotazioni (intorno alle direzioni longitudinale e trasversale). Le spalle, invece, presentano come gradi di libertà i soli tre spostamenti. Per entrambe le fondazioni, delle pile e delle spalle, i parametri dei macroelementi sono calibrati tramite la procedura proposta in [137] e descritta in [13].

4.5 Definizione dei livelli prestazionali

Per valutare la risposta strutturale dei ponti utilizzando l'analisi dinamica non lineare, sono stati fissati tre stati limite: essi sono associati al tempo di ripristino necessario per riparare il ponte dopo il verificarsi di un evento sismico. Per ogni stato limite e ciascuna componente strutturale di interesse nelle analisi dinamiche, sono stati definiti i cosiddetti *Engineering Demand Parameters*, EDP, i quali sono grandezze misurabili, utilizzati per quantificare la risposta strutturale (come spostamenti, deformazioni, accelerazioni o forze interne) e riportati nelle Tabella 4.6, Tabella 4.7 e Tabella 4.8. Di questi EDP se ne definiscono tre, ognuno relativo ad un predeterminato livello prestazionale:

- UDP, *Usability-Preventing Damage*, rappresenta un criterio di operatività dell'opera; le condizioni di traffico vengono ripristinate in tempi brevi al superamento della soglia che ne definisce l'utilizzabilità, associata a danni leggeri, o limitati, agli elementi strutturali oppure a danni agli elementi non strutturali;

- SD, *Severe Damage*, rappresenta il raggiungimento del livello di prestazione di danno denominato severo, ossia caratterizzato da danni gravi e/o estesi agli elementi strutturali. In questo caso, la chiusura al traffico per interventi di riparazione si prevede più prolungata e con un impatto significativo.
- SF, *Structural Failure*, rappresenta la condizione di collasso strutturale. Questo stato limite è legato al cedimento degli elementi strutturali, i quali non possono essere riparati nel breve-medio termini e richiedono interventi di consolidamento invasivi o, al limite, di sostituzione.

Per le componenti del ponte assunte come riferimento per gli stati limite, sono stati selezionati diversi valori soglia associati alla loro risposta strutturale. Ad esempio, i cuscinetti in neoprene sono largamente ritrovati nel portafoglio di ponti italiano, in quanto rappresentano i sistemi di appoggio più tipicamente adottati nella seconda metà del XX secolo. In questo caso, il livello UPD è identificato da d_{fr} , che rappresenta lo spostamento relativo tra i bordi del cuscinetto oltre il quale si verifica il collasso per attrito. Lo SD è collegato alla pressione sui cuscinetti in neoprene, con un limite di tensione fissato a 60 MPa. Il livello SF è definito da d_{uns} , che rappresenta lo spostamento oltre il quale avviene lo sfilamento dell'impalcato dagli appoggi (*beam unseating*). Nel caso delle pile, il danno severo o esteso (o il collasso) è associato a uno spostamento residuo significativo, risultato della rotazione della cerniera plastica alla base della pila (comportamento duttile) oppure all'apertura di ampie fessure (in caso di collasso fragile per effetto del taglio). Ulteriori scenari di danno che condurrebbero al raggiungimento dell'UPD includono la chiusura del gap nel muro paraghiaia della spalla-terreno di riempimento. Il livello SD per questo elemento strutturale è correlato al raggiungimento della resistenza laterale del sistema, mentre lo SF è associato a un sollevamento significativo del terreno circostante [134]. Per quanto riguarda il sistema di fondazione, viene monitorato lo spostamento della sommità dei pali per determinare la loro risposta. In particolare, δ_y rappresenta lo spostamento relativo alla sommità dei pali connesso al raggiungimento dello snervamento, δ_d rappresenta lo spostamento residuo significativo e δ_u lo spostamento relativo all'angolo di rotazione ultimo del sistema dei pali.

Tabella 4.6. Definizione degli EDP per l'UPD.

Componente	UPD		
	Descrizione	EDP	Limite
Cuscinetti in neoprene	Attrito/scorrimento	Spostamento relativo orizzontale	d_{fr}
Pile (comportamento duttile)	Snervamento	Rotazione di corda	θ_y
Pile (comportamento fragile)	Attingimento del taglio massimo	Forza di taglio	V_u
Spalle	Chiusura del gap spalla-impalcato	Spostamento relativo impalcato-muro paraghiaia	gap
Fondazioni	Snervamento dei pali	Spostamento in testa dei pali	δ_y

Tabella 4.7. Definizione degli EDP per lo SD.

Componente	SD		
	Descrizione	EDP	Limite
Cuscinetti in neoprene	Superamento del limite di compressione	Spostamento relativo orizzontale	d_{60} $= (d N/A = 60MPa)$
Pile (comportamento duttile)	Spostamenti residui significativi	Rotazione della cerniera plastica	$\theta_y + 0.5 \cdot (\theta_u - \theta_y)$
Pile (comportamento fragile)	Apertura di fessure e spostamenti residui significativi	Forza di taglio	$-0.2 \cdot V_u$
Spalle	Attingimento della resistenza laterale del sistema muro paraghiaia-riempimento	Spostamento relativo impalcato-muro paraghiaia	$Gap + F_{bw}/k_{bw}$
Fondazioni	Spostamenti residui significativi dei pali	Spostamento in testa dei pali	δ_d

Tabella 4.8. Definizione degli EDP per lo SF.

Componente	SF		
	Descrizione	EDP	Limite
Cuscinetti in neoprene	Distacco incipiente dell'impalcato dal dispositivo di appoggio	Spostamento relativo orizzontale	d_{uns}
Pile (comportamento duttile)	Spostamenti residui molto elevati	Rotazione della cerniera plastica	θ_u
Pile (comportamento fragile)	Perdita di capacità per carichi gravitazionali	Forza di taglio	$-0.5 \cdot V_u$
Spalle	Sollevamento significativo del terreno	Spostamento relativo impalcato-muro paraghiaia	$0.1 \cdot h_{bw}$
Fondazioni	Attingimento della rotazione ultima dei pali	Spostamento in testa dei pali	δ_u

4.6 Risposta strutturale

In questa sezione si riportano i risultati delle analisi dinamiche non-lineari condotte sul modello del viadotto Miano-Agnano. Il viadotto oggetto di studio è stato sottoposto a dieci serie di accelerazioni al suolo, distintamente selezionati per i siti di L'Aquila, Napoli e Milano, e ciascuna serie comprende venti storie temporali di moto sismico. La IM della domanda sismica è suddivisa in tre categorie, in funzione del numero che contraddistingue la striscia: bassa intensità (strisce da IML1 a IML3), media intensità (strisce da IML4 a IML7) e alta intensità (strisce da IML8 a IML10). I risultati sono presentati sottoforma di rapporto massimo domanda/capacità (D/C) per ciascuna analisi della storia temporale, tenendo conto di entrambi i modelli, FB e SSI.

Le figure seguenti mostrano i risultati delle *Multi-stripe analysis*: ogni punto rappresenta il valore massimo del suddetto rapporto afferente al singolo accelerogramma e per ciascuno livello prestazionale. Si vuole

specificare che il massimo D/C è valutato rispetto a tutti i criteri di collasso alternativi per il livello prestazionale considerato, rispettivamente evidenziati da una codifica cromatica che indica la condizione di collasso corrispondente a quel rapporto massimo. Inoltre, in cima ad ogni pannello delle Figura 4.17 e Figura 4.18 che mostrano i risultati descritti, è stato indicato mediante un contatore numerico il numero di segnali accelerometrici per i quali è stato osservato, in corrispondenza di ciascuna striscia del moto, il superamento della condizione di fallimento $D/C > 1$. La differenza tra i risultati riportati nelle Figura 4.17 e Figura 4.18 risiede nella modellazione delle condizioni di vincolo al piede delle pile poiché, nel primo caso, il modello del ponte è stato costruito considerando una condizione di incastro perfetto, definita base fissa, mentre nel secondo caso si è tenuto conto della interazione terreno-struttura, descritta nella sezione 4.4.

Inoltre, si osserva che il meccanismo di collasso prevalente ai livelli UPD e SD nei siti a più bassa pericolosità sismica (Napoli e Milano) consiste nella chiusura del giunto di dilatazione e nell'impatto contro le pareti delle spalle. Per il sito di L'Aquila, invece, gli stati UPD e SD sono stati raggiunti anche a causa delle richieste di duttilità sulle pile. In tutti i casi, lo stato SF è stato sostanzialmente attribuito al collasso flessionale delle pile e al disancoraggio trasversale dell'impalcato a seguito della rottura dei dispositivi di ritegno durante l'impatto.

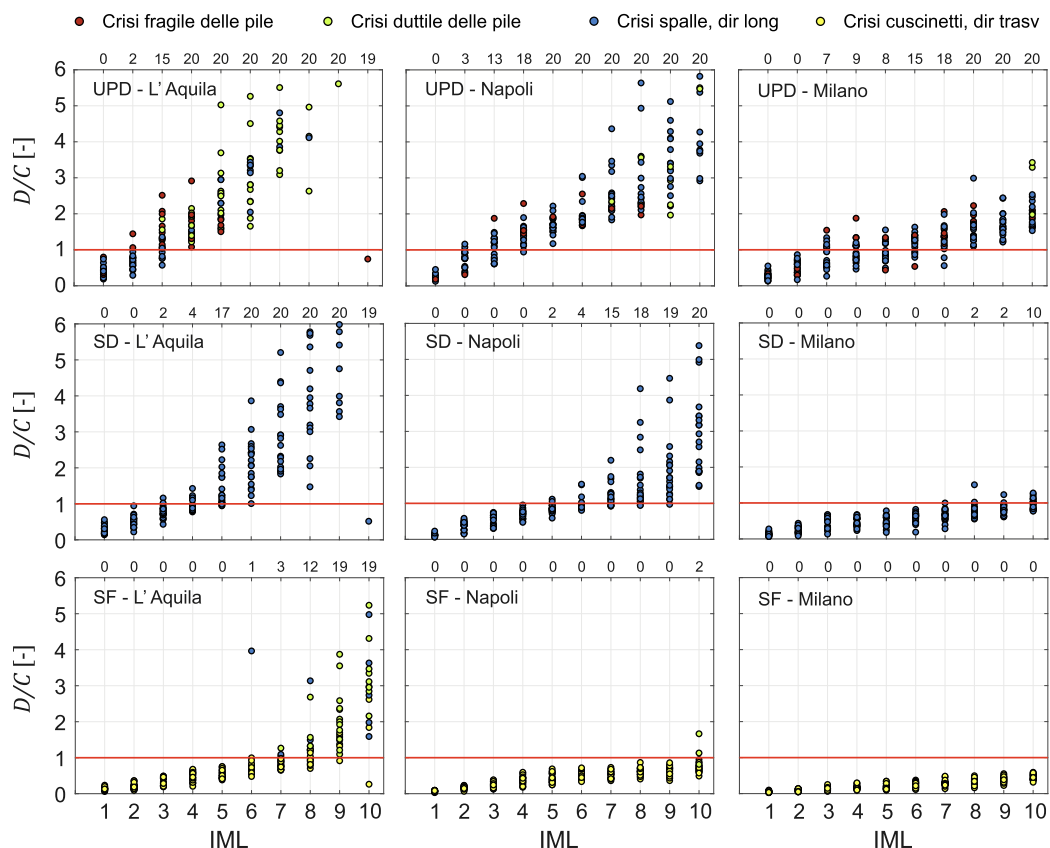


Figura 4.17. Rapporti Domanda/Capacità ottenuti dai risultati dei modelli a base fissa.

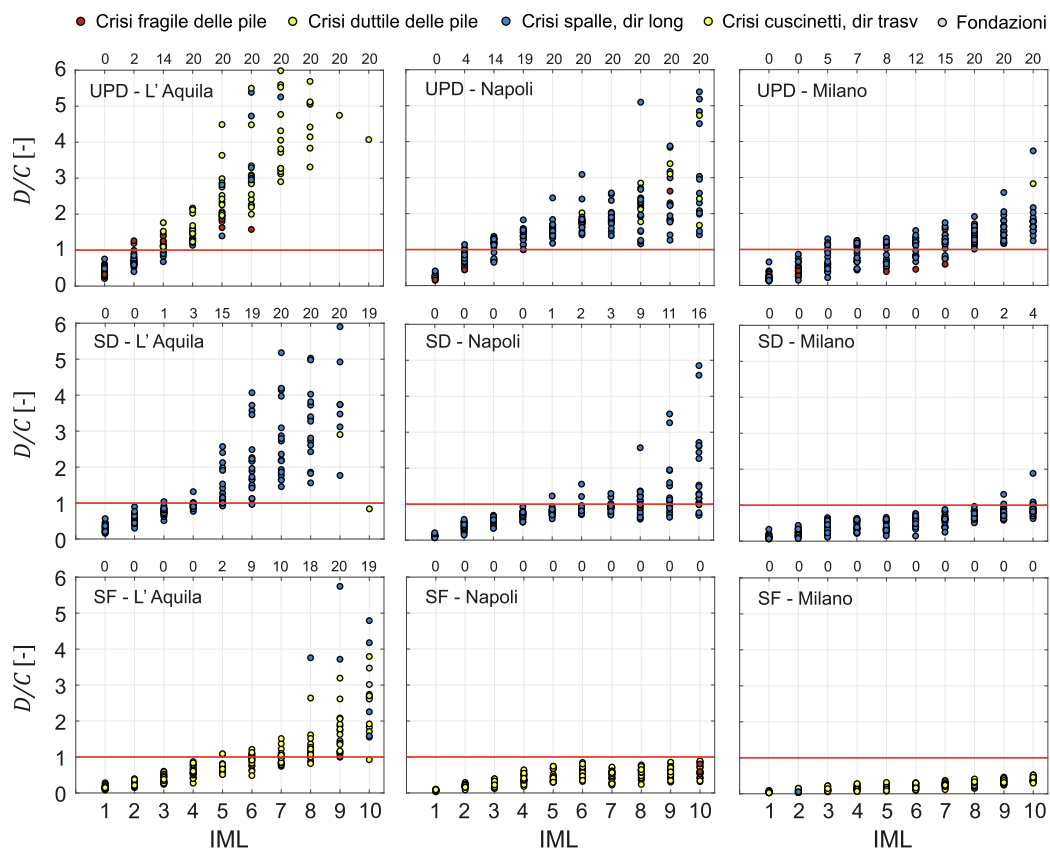


Figura 4.18. Rapporti Domanda/Capacità considerando l'interazione suolo-struttura.

4.7 Affidabilità sismica

Il tasso di fallimento per ciascuno dei tre livelli prestazionali considerati (UPD, SD e SF) è stato calcolato secondo l'approccio Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE, [138]) mediante l'espressione (4.2)

$$\lambda_F = \int_{IM} P[F|IM] \cdot |d\lambda_{im}|, \quad (4.2)$$

in cui $P[F|IM]$ è la funzione di fragilità, ipotizzata descritta da un modello di probabilità log-normale, e $|d\lambda_{im}|$ è il valore assoluto della derivata della curva di pericolosità sismica. I parametri di fragilità, quindi la media, $\mu_{\ln F}$, e la deviazione standard, $\sigma_{\ln F}$, del modello log-normale, sono stati stimati utilizzando *EDP-based approach* e la massima verosimiglianza (ML), come implementato nel software R2R-EU [139], laddove possibile. Infatti, nei casi in cui la stima di tali parametri ottenuta mediante ML risultasse mal vincolata dai risultati delle analisi dinamiche non lineari eseguite, tipicamente per scarsità di collassi strutturali o non tra tutte le analisi, si è ricorso al metodo di adattamento ai minimi quadrati (LSF).

A questo punto, stimata la fragilità a partire dai risultati delle analisi dinamiche non-lineari, per ciascun livello prestazionale, ciascun sito e per i modelli FB e SSI, sono stati ricavati i tassi di fallimento dall'applicazione dell'equazione (4.2), integrando con le curve di pericolosità con misura di intensità $Sa(T = 0.5s)$, che sono riportati nelle Tabella 4.9 e Tabella 4.10.

Tabella 4.9. Parametri di fragilità e tassi di fallimento del modello a base fissa del ponte Miano-Agnano, per ciascun sito di costruzione e livello prestazionale.

Modello a base fissa del ponte Miano-Agnano					
Siti	Livelli prestazionali	Metodo di stima	$\mu_{\ln F}$	$\sigma_{\ln F}$	λ_F
L'Aquila	UPD	ML	-2.259	0.417	3.51E-02
	SD	ML	-0.978	0.603	5.09E-03
	SF	ML	0.399	0.448	3.10E-04
Napoli	UPD	ML	-2.125	0.412	1.33E-02
	SD	ML	-0.77	0.305	6.01E-04
	SF	ML	0.419	0.06	6.54E-06
Milano	UPD	ML	-2.701	0.487	8.53E-03
	SD	ML	-1.1	0.445	6.23E-05
	SF	LSF	1.509	0.745	2.64E-08

Tabella 4.10. Parametri di fragilità e tassi di fallimento del modello con interazione suolo-struttura del ponte Miano-Agnano, per ciascun sito di costruzione e livello prestazionale.

Modello con interazione suolo-struttura del ponte Miano-Agnano					
Siti	Livelli prestazionali	Metodo di stima	$\mu_{\ln F}$	$\sigma_{\ln F}$	λ_F
L'Aquila	UPD	ML	-1.781	0.286	1.36E-02
	SD	ML	-0.866	0.589	4.08E-03
	SF	ML	-0.078	0.577	9.69E-04
Napoli	UPD	ML	-2.206	0.406	1.51E-02
	SD	ML	-0.201	0.57	2.76E-04
	SF	LSF	2.976	1.604	4.26E-05
Milano	UPD	ML	-2.567	0.508	6.50E-03
	SD	ML	-0.718	0.523	2.49E-05
	SF	LSF	6.306	1.562	1.92E-10

In Figura 4.19 sono mostrati i tassi di fallimento calcolati per i tre livelli prestazionali. I marker verdi rappresentano i λ_F valutati per il modello a base fissa mentre quelli bianchi si riferiscono al modello che considera esplicitamente l'interazione terreno-struttura. Per la condizione SF, seguendo l'approccio adottato nel progetto RINTC [120] il valore del tasso minimo è stato settato pari a $\lambda_F = 1 \cdot 10^{-5}$.

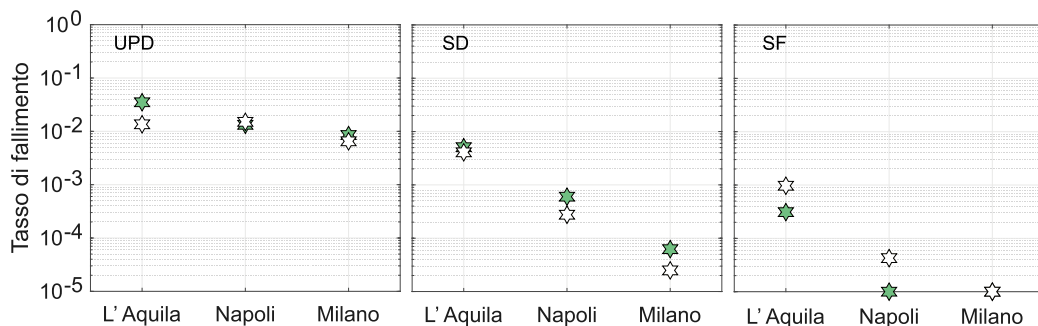
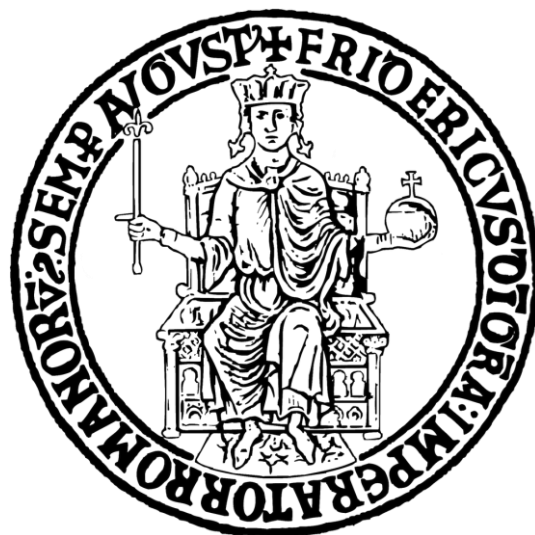


Figura 4.19. Tassi di fallimento al variare del livello prestazionale e delle condizioni di vincolo al suolo.

In riferimento ai risultati ottenuti è possibile osservare che la vulnerabilità sismica del viadotto Miano-Agnano oggetto di studio, tende a diminuire al decrescere della pericolosità sismica, come già osservato in [123,140], eccetto nel caso di progettazione per il sito di L'Aquila tenendo conto della SSI. In tal caso, per l'UPD, il tasso di fallimento risulta minore di quello relativo alla medesima struttura progettata a Napoli. Questo può essere ricondotto agli effetti del processo di riprogettazione in quanto, secondo le

pratiche progettuali dell'epoca di progetto, L'Aquila veniva inserita in una categoria per la quale era già prevista una progettazione sismica sebbene semplificata, rispetto ai siti di Napoli e Milano. Inoltre, i risultati evidenziano anche come l'affidabilità sismica calcolata per questo ponte caso studio sia minore rispetto a quella dell'equivalente tipologia di ponte di nuova progettazione, riportata nel lavoro di Franchin et al. [13].



CAPITOLO 5

Valutazione formale della sicurezza strutturale: calibrazione dei fattori parziali di sicurezza per i ponti esistenti

*Il tempo, per me, non è quella
cosa impensabile che non s'arresta
mai. Da me, solo da me, ritorna.*

Italo Svevo

L'affidabilità strutturale si occupa di valutare e garantire la sicurezza, la funzionalità e la durabilità delle strutture nel tempo, sotto l'influenza di variabili incerte e di condizioni operative. Nell'ambito di strutture civili, infrastrutturali e industriali, la necessità di prevedere il comportamento delle costruzioni rispetto a eventi estremi, degrado nel tempo e altri fattori di rischio, la valutazione dell'affidabilità risulta essere fondamentale per ridurre i costi, limitare i danni e garantire la sicurezza delle persone [141]. Pertanto, l'affidabilità strutturale integra la meccanica strutturale, la statistica, la probabilità e le tecniche di simulazione per fornire strumenti robusti e metodi di valutazione che supportino il professionista nelle decisioni basate sul rischio.

In questo capitolo vengono presentati e discussi i metodi per la valutazione dell'affidabilità, comprendendo sia le tecniche Monte Carlo sia le approssimazioni numeriche per la stima della probabilità di guasto (fallimento), p_f . L'obiettivo è esplorare i criteri di valutazione e calibrazione dei fattori parziali di sicurezza basati su tali probabilità di guasto e sull'analisi dell'affidabilità strutturale, includendo i principi che ne regolano la definizione e l'applicazione pratica [142], e mettendo in evidenza il ruolo

rivestito da tali approcci nei codici normativi internazionali [5,143]. Anche in riferimento alla derivazione dei fattori parziali di sicurezza dei ponti esistenti, la procedura di calibrazione dei suddetti fattori è perfettamente applicabile.

Infatti, a seguito del crollo del ponte Polcevera a Genova [40] è emersa la necessità di una valutazione sistematica della sicurezza delle infrastrutture stradali sull'intero territorio italiano. Particolare attenzione è stata rivolta alle verifiche di sicurezza dei ponti esistenti secondo le LL.GG.2020, le quali forniscono una formulazione per la definizione delle resistenze di progetto da impiegare nella verifica di sicurezza dei ponti esistenti, basate sulle informazioni ottenute dalle indagini in-situ e sui fattori parziali di sicurezza da applicare nel contesto del *load-resistance factor design* (LFRD, [144]). Più dettagliatamente, il presente capitolo ha come obiettivo la valutazione dei fattori parziali di sicurezza utilizzati nelle LL.GG.2020 ed eventualmente ricalibrarli, come riportato nel lavoro [145], secondo due criteri: (i) controllare il rischio di valutazioni *fallaci* della sicurezza strutturale, ossia garantire che i ponti con affidabilità accettabile superino la verifica di sicurezza con elevata probabilità e che quelli con affidabilità non accettabile la superino con bassa probabilità; (ii) garantire che l'aumento del numero di prove sui materiali comporti una riduzione ulteriore del rischio di valutazioni *fallaci*. La resistenza dei materiali, il meccanismo di collasso e l'effetto dei carichi applicati sono modellati come variabili aleatorie log-normali. La calibrazione dei fattori parziali si basa su una procedura analitica, semplice da applicare, sviluppata assumendo che, nella verifica di sicurezza dei ponti esistenti, venga stimata dai dati sperimentali in-situ unicamente la mediana della resistenza del materiale, mentre le distribuzioni di probabilità del meccanismo di collasso e dell'effetto dei carichi applicati vengano assegnate.

La struttura dei contenuti del capitolo è organizzata come segue. La sezione 1 descrive i criteri di base del modello sollecitazione-resistenza. La sezione 2 analizza i metodi di determinazione dei fattori parziali di sicurezza, considerando o no l'incertezza di stima. Le sezioni 3, 4 e 5 descrivono rispettivamente il contesto e le ipotesi alla base della procedura, la caratterizzazione delle incertezze e la calibrazione di fattori parziali da applicare alle resistenze dei materiali da utilizzare nella verifica di sicurezza dei ponti esistenti, nonché il calcolo delle corrispondenti probabilità di superamento della verifica di sicurezza. Le sezioni 6 e 7 riportano i risultati, mostrando un confronto con quanto attualmente

previsto dai cogenti codici nazionali per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti.

5.1 Modello sollecitazione-resistenza

Il modello sollecitazione-resistenza rappresenta uno dei più noti e consolidati approcci, nel campo dell'ingegneria strutturale, per l'analisi dell'affidabilità e della sicurezza di una struttura o di uno dei suoi componenti [146]. Questo modello valuta la probabilità che una struttura possa fallire o superare i propri limiti operativi, quando soggetta a carichi esterni. Di fatto, una struttura (o un dispositivo) può essere definita *sicura* se è in grado soddisfare la funzione a cui essa è chiamata ad assolvere, legata alla sua capacità di offrire una resistenza maggiore rispetto alla sollecitazione a cui è sottoposto.

In questo modello, dove la sollecitazione, S , e la resistenza, R , sono da intendersi come variabili casuali, VC,

- S , rappresenta il carico o la forza esterna applicata alla struttura, derivante da condizioni operative o da fattori ambientali (ad esempio, carichi da vento, carichi da peso proprio o portati, carichi sismici).
- R , rappresenta la capacità della struttura di resistere alle sollecitazioni applicate senza subire guasti. Questa resistenza è generalmente determinata a partire dalle proprietà dei materiali, dalla modalità di progettazione e dalla tipologia di costruzione.

Dato il carattere aleatorio delle variabili in gioco, il modello impostato ha una connotazione probabilistica, che permetta di interpretare la variabilità di tali grandezze. Pertanto, nel contesto del modello probabilistico, è possibile definire la funzione di stato limite, SL , come la differenza tra R e S e, di conseguenza, considerare che la struttura possa aver raggiunto la propria condizione limite di sicurezza, quindi a rischio di guasto, quando $SL \leq 0$. Alla luce di questo, mediante l'equazione (5.1) si definisce la probabilità di guasto

$$p_f = P(R \leq S) = P(SL \leq 0), \quad (5.1)$$

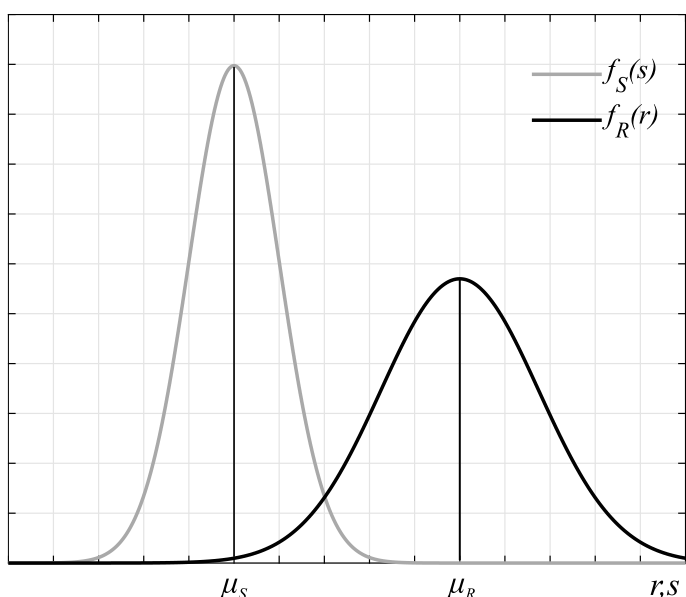


Figura 5.1. Funzioni densità di probabilità delle VC resistenza e sollecitazione, $f_R(r)$ e $f_S(s)$.

che può essere calcolata analiticamente o numericamente usando le funzioni di distribuzione cumulata, Cdf, della variabile SL , ovvero le funzioni distribuzione delle variabili casuali R e S , di cui in Figura 5.1 si riportano esemplificativamente le funzioni densità di probabilità, pdf, $f_R(r)$ e $f_S(s)$ e le medie μ_R e μ_S , o tramite simulazioni Monte Carlo. Come si potrà osservare nelle sezioni successive, è spesso comodo assumere che le variabili casuali R e S seguano distribuzioni statistiche specifiche (ad esempio, quella normale o log-normale) per semplificare i calcoli e le stime di affidabilità, nonché ridurre gli oneri computazionali.

5.2 Metodi di determinazione dei fattori parziali di sicurezza della resistenza

I fattori parziali di sicurezza sono utilizzati per la progettazione e/o per la valutazione della sicurezza strutturale. Essi rappresentano coefficienti di sicurezza da utilizzare per tener conto delle incertezze dei materiali, nei carichi e nei modelli di calcolo. La determinazione di questi fattori avviene tramite un'analisi di affidabilità basata sulle funzioni di distribuzione di probabilità delle sollecitazioni e delle resistenze. In tal modo, i fattori parziali di sicurezza vengono definiti in modo da garantire il

raggiungimento di un livello di affidabilità prestabilito, espresso come complemento a uno della probabilità di guasto p_f definita dell'equazione (5.1).

Di fatto, assumendo che le distribuzioni delle sollecitazioni e delle resistenze siano normali, univocamente determinate dalle loro medie (μ_S, μ_R) e deviazioni standard (σ_S, σ_R) , rispettivamente $S \sim N(\mu_S, \sigma_S)$ e $R \sim N(\mu_R, \sigma_R)$, assunta la s-indipendenza di S ed R , anche la funzione di stato limite SL seguirà una distribuzione normale, di media $\mu_{SL} = \mu_R - \mu_S$ e deviazione standard totale $\sigma_{SL} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, data dall'equazione (5.2).

$$SL \sim N(\mu_R - \mu_S, \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}). \quad (5.2)$$

Di conseguenza, è possibile definire l'affidabilità mediante la funzione di ripartizione della VC normale standard $\Phi(\cdot)$, come di seguito riportato

$$\text{Affidabilità} = 1 - p_f = P(SL > 0) = 1 - \Phi\left(\frac{0 - \mu_{SL}}{\sigma_{SL}}\right) = \Phi\left(\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right).$$

Questa espressione può essere riscritta introducendo l'indice di affidabilità [147], β , come il rapporto tra la media e la deviazione standard totale della variabile SL , esplicitandola nell'equazione (5.3),

$$1 - p_f = \Phi(\beta) \quad (5.3)$$

$$\text{in cui } \beta = \frac{\mu_{SL}}{\sigma_{SL}} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}.$$

In questo quadro teorico, la determinazione dei fattori parziali di sicurezza potrebbe essere effettuata considerando o no l'incertezza di stima sui parametri delle distribuzioni.

5.2.1 Determinazione dei fattori parziali quando tutti i parametri sono noti

Nel processo di determinazione dei fattori parziali è utile definire il coefficiente di sensitività α_X della variabile casuale X , come il rapporto tra la sua deviazione standard σ_X e la deviazione standard totale, σ_{SL} . Considerando le VC sollecitazione e resistenza è possibile, quindi, esplicitare i rispettivi coefficienti di sensitività, $\alpha_R = \sigma_R / \sigma_{SL}$ e $\alpha_S = -\sigma_S / \sigma_{SL}$

(introdotto negativo facendo ricorso al First-Order Reliability Method, FORM [148]), affinché $\alpha_R^2 + \alpha_S^2 = 1$.

A questo punto, manipolando β e introducendo i coefficienti di sensitività si può ricavare l'espressione generale del generico valore di progetto, x_d , valida per qualsiasi distribuzione, attraverso l'equazione (5.4):

$$x_d = F_X^{-1}(\Phi(-\alpha_X \cdot \beta)). \quad (5.4)$$

In riferimento a VC gaussiane, si possono disaccoppiare i contributi di R e S , ottenendo l'equazione (diseguaglianza) di progetto (5.5).

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{(\mu_R - \mu_S)}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot \frac{\sigma_{SL}}{\sigma_{SL}} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \beta \cdot (\sigma_R^2 + \sigma_S^2) = (\mu_R - \mu_S) \cdot \sigma_{SL} \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \mu_R \cdot \sigma_{SL} - \beta \cdot \sigma_R^2 = \mu_S \cdot \sigma_{SL} + \beta \cdot \sigma_S^2 \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \mu_R \cdot \sigma_{SL} - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \cdot \sigma_{SL} = \mu_S \cdot \sigma_{SL} - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \cdot \sigma_{SL} \\ &\Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \mu_R - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_R \geq \mu_S - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_S \rightarrow R_d \geq S_d \end{aligned} \quad (5.5)$$

dove si possono distintamente osservare il valore della resistenza di progetto, $R_d = \mu_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta \cdot V_R)$, e della sollecitazione di progetto, $S_d = \mu_S \cdot (1 - \alpha_S \cdot \beta \cdot V_S)$, con $V_X = \sigma_X / \mu_X$ inteso come il coefficiente di variazione della variabile casuale generica X .

5.2.2 Determinazione dei fattori parziali tenendo conto dell'incertezza di stima

In questo paragrafo si descrivono diversi metodi di valutazione del fattore parziale di sicurezza, considerando l'incertezza di stima ma nell'ipotesi che siano incogniti soli parametri della funzione distribuzione di probabilità della resistenza. Di seguito, si descriveranno cinque casi, i quali si differenziano tra loro per le ipotesi fatte circa la conoscenza dei parametri e per il modo in cui viene gestita l'incertezza di stima.

▪ Caso 1: σ_R nota

Si suppone di non conoscere la media della VC resistenza, μ_R ; pertanto si indica con m_R il suo stimatore (i.e., media campionaria).

L'affidabilità è funzione crescente di β e si definisce $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, lo stimatore della VC indice di affidabilità β . Per tale ragione, un limite inferiore di confidenza per l'affidabilità si può ottenere indirettamente a partire da un limite inferiore di confidenza per β . Per le proprietà della gaussiana si può esprimere l'espressione

$$P\left(\mu_R \leq m_R - z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}\right) = 1 - \vartheta \quad (5.6)$$

in cui n è la numerosità del campione e da cui si evince che $m_R - z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}$ è un limite inferiore di confidenza per μ_R al livello $1 - \vartheta$. Manipolando l'equazione (5.6),

$$\begin{aligned} P\left(\mu_R \geq m_R - z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}\right) &= \\ &= P\left(\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \geq \frac{m_R - \mu_S - z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \\ &= P\left(\beta \geq \hat{\beta} - \frac{z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = 1 - \vartheta \end{aligned} \quad (5.7)$$

si deduce quindi che $\hat{\beta} - z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}} / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ è un limite inferiore di confidenza per β al livello $1 - \vartheta$.

A questo punto, se si vuole che β risulti almeno pari a β_t , con livello di confidenza $1 - \vartheta$, dovrà risultare $\hat{\beta}$ almeno pari a $\beta^* = \beta_t + z_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sigma_R}{\sqrt{n}} / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \beta_t + z_{1-\vartheta} \cdot \alpha_R / \sqrt{n}$. Operando ora come nel caso descritto nel §0, partendo dall'uguaglianza $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ invece che da $(\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ e usando come valore obiettivo β^* al posto di β_t , si ottengono le relazioni tra i quantili z della gaussiana standard, i valori di progetto x_d e i fattori parziali di sicurezza γ_X ,

$$\begin{cases} \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R + z_q \cdot \sigma_R}{m_R(1 - \alpha_R \cdot \beta^* \cdot V_R)} = \frac{1 + z_q \cdot V_R}{1 - \alpha_R \cdot \beta^* \cdot V_R} \\ \gamma_S = \frac{S_d}{S_k} = \frac{\mu_S(1 - \alpha_S \cdot \beta^* \cdot V_S)}{\mu_S + z_p \cdot \sigma_S} = \frac{1 - \alpha_S \cdot \beta^* \cdot V_S}{1 + z_p \cdot V_S} \end{cases} \quad (5.8)$$

dove $V_R = \frac{\sigma_R}{m_R}$ e $V_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S}$.

▪ **Caso 2: μ_R e σ_R incognite, cautelandosi solo sulla media**

In questo caso, si considerano incognite μ_R e σ_R^2 . Indicando, nuovamente, con m_R lo stimatore della media e con s_R^2 lo stimatore della varianza (varianza campionaria corretta), si pone $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$. Si può affermare ancora che, un limite inferiore di confidenza per l'affidabilità è ottenibile indirettamente a partire da un limite inferiore di confidenza per β . I calcoli che condurranno alla valutazione della probabilità di superamento della verifica sono condotti usando una stima conservativa di μ_R (limite inferiore di confidenza, al livello $1 - \vartheta$). Per le proprietà della gaussiana si ha:

$$\begin{aligned} P\left(\mu_R \geq m_R - t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}\right) &= \\ &= P\left(\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \geq \frac{m_R - \mu_S - t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = \\ &= P\left(\beta \geq \frac{m_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} - \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) = 1 - \vartheta \end{aligned} \quad (5.9)$$

dove $t_{1-\vartheta}$ è il quantile di ordine $1 - \vartheta$ della variabile T di Student con $n - 1$ gradi di libertà. Inoltre, nel primo passaggio che porta alla relazione (5.9), si evince che $m_R - t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}$ è un limite inferiore di confidenza per μ_R al livello $1 - \vartheta$. Utilizzando una approssimazione frequente nella sostituzione della deviazione standard con la sua stima campionaria, la (5.9) può essere riscritta come:

$$P\left(\beta \geq \hat{\beta} - \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \cong 1 - \vartheta,$$

con $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$. Si deduce, quindi, che il termine a destra della disuguaglianza, $\hat{\beta} - \left(t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}\right) / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$ è un limite inferiore di confidenza approssimato per β al livello di $1 - \vartheta$. Quindi, per garantirsi al

livello di confidenza (circa pari a) $1 - \vartheta$, che β sia almeno pari a β_t dovrà risultare che $\hat{\beta}$ sia almeno pari a $\beta^* = \beta_t + \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}} = \beta_t + \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \alpha_R}{\sqrt{n}}$, con $\alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}$.

Anche in questo caso, per ottenere le relazioni che seguono, si opera allo stesso modo del caso in cui è tutti i parametri siano noti, ovvero in riferimento alla stessa disequazione di progetto (5.5), partendo, però, da $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$ invece che da $\beta = (\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ e usando β^* come valore obiettivo al posto di β_t .

Le relazioni tra i quantili z della gaussiana standard, i valori di progetto x_d e i fattori parziali di sicurezza γ_X saranno, quindi, ancora espressi mediante le (5.8), dove, però:

$$\sigma_R = s_R, V_R = \frac{s_R}{m_R}; \alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}} \text{ e } \alpha_S = -\frac{\sigma_S}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}, \beta^* = \beta_o + \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}.$$

- **Caso 2 bis: μ_R e σ_R incognite, cautelandosi su entrambi i parametri, soluzione disponibile nella letteratura scientifica**

Nell'analisi di questo, in cui si considerano di nuovo incognite μ_R e σ_R^2 , come suggerito da Chang D. S. [149], si ha:

$$P \left(\beta \geq \frac{m_R - t_{1-\vartheta} \cdot \frac{s_R}{\sqrt{n}} - \mu_S}{\sqrt{\frac{n-1}{\chi_{\vartheta}^2} \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \geq 1 - \vartheta,$$

ovvero, in maniera approssimata, anche che:

$$P \left(\beta \geq \hat{\beta} - \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sqrt{k_{\vartheta}} \cdot s_R}{\sqrt{n}}}{\sqrt{k_{\vartheta} \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \geq 1 - \vartheta \quad (5.10)$$

con $\hat{\beta} = \frac{m_R - \mu_S}{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}}$ e $k_\vartheta = \frac{n-1}{\chi_\vartheta^2}$, avendo sostituito anche al numeratore $\sqrt{k_\vartheta} \cdot s_R$ al posto di s_R , in modo da ripristinare la condizione $\alpha_R^2 + \alpha_S^2 = 1$.

La logica alla base si riflette nel concetto che il limite inferiore di confidenza per β si può ottenere sostituendo a μ_R un suo limite inferiore di confidenza e a σ_R^2 un suo limite superiore di confidenza. Ergo, si deduce che $\hat{\beta} - \left(t_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R}}{\sqrt{n}} \right) / \sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}$ è un limite inferiore di confidenza, ancora approssimato, per β al livello $1 - \vartheta$. Muovendosi nel campo in cui tutti i parametri siano noti, procede con $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}$ al posto di β . Quindi, per garantirsi al livello di confidenza (approssimato) $1 - \vartheta$, che β sia almeno pari a β_t dovrà verificarsi $\hat{\beta}$ almeno pari a $\beta^* = \beta_t + t_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R}}{\sqrt{n}} / \sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}$. In questo caso, si esplicitano le relazioni tra i quantili z della gaussiana standard, i valori di progetto x_d e i fattori parziali di sicurezza γ_X

$$\begin{cases} \gamma_R = \frac{R_k}{R_d} = \frac{m_R + z_q \cdot s_R}{m_R \cdot (1 - \alpha_R \cdot \beta^* \cdot \sqrt{k_\vartheta \cdot V_R})} = \frac{1 + z_q \cdot V_R}{1 - \alpha_R \cdot \beta^* \cdot \sqrt{k_\vartheta \cdot V_R}}, \\ \gamma_S = \frac{s_d}{s_k} = \frac{\mu_S \cdot (1 - \alpha_S \cdot \beta^* \cdot V_S)}{\mu_S + z_p \cdot \sigma_S} = \frac{1 - \alpha_S \cdot \beta^* \cdot V_S}{1 + z_p \cdot V_S}, \end{cases}$$

in cui

$$V_R = \frac{s_R}{m_R}, \quad \alpha_R = \frac{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R}}{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}} \text{ e } \alpha_S = -\frac{\sigma_S}{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad \beta^* = \beta_t + \frac{t_{1-\vartheta} \cdot \frac{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R}}{\sqrt{n}}}{\sqrt{k_\vartheta \cdot s_R^2 + \sigma_S^2}}.$$

È oltretutto bene osservare che in Barbiero A. [150], si afferma che *“Chang’s method is overly conservative producing CIs that are unnecessarily wider”*.

▪ Caso 2 ter: μ_R e σ_R incognite, trattate insieme

Per questo caso, il cui risultato è noto in letteratura come intervallo di confidenza sul percentile di una VC gaussiana, con media e varianza incognite, si può affermare che

$$P(\mu_R - z_q \cdot \sigma_R \geq m_R - t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}} \cdot s_R / \sqrt{n}) = 1 - \vartheta;$$

con $t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}}$ è il quantile di ordine $1 - \vartheta$ della variabile T di Student non centrale, di parametro di non centralità $\delta = z_\vartheta \sqrt{n}$ e con $n - 1$ gradi di libertà. L'argomento della funzione probabilità precedente, può essere riscritto come segue:

$$\beta \geq \frac{m_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} + \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot z_p - \frac{s_R}{\sqrt{n} \cdot \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \cdot t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}}.$$

Ancora una volta, si può sostituire a σ_R^2 nel secondo membro, la sua stima s_R^2 . Da qui, posto $\hat{\beta} = (m_R - \mu_S) / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$ e $\alpha_R = s_R / \sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}$, si giunge alla relazione (5.11):

$$P(\beta \geq \hat{\beta} + \alpha_R \cdot z_q - \frac{\alpha_R}{\sqrt{n}} \cdot t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}}) \cong 1 - \vartheta. \quad (5.11)$$

Si ricava quindi che, per soddisfare la condizione $\beta \geq \beta_t$, dovrà risultare $\hat{\beta}$ almeno pari a $\beta^* = \beta_t - \alpha_R \cdot z_q + \frac{\alpha_R}{\sqrt{n}} \cdot t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}} = \beta_t + \alpha_R \cdot (z_{1-q} + \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}})$. A questo punto, per il calcolo dei fattori parziali di sicurezza risulta sempre applicabile la relazione (5.8), dove:

$$V_R = \frac{s_R}{m_R}, \quad \alpha_R = \frac{s_R}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}, \quad \alpha_S = -\frac{\sigma_S}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}},$$

$$\beta^* = \beta_t + \alpha_R \cdot (z_{1-q} + \frac{1}{\sqrt{n}} \cdot t_{\{1-\vartheta, n-1, \delta\}}).$$

▪ **Caso 3: μ_R e σ_R incognite, soluzione disponibile nella letteratura scientifica**

Rispettando le ipotesi stabilite all'inizio del §0, nel caso in esame si applica il metodo di Benjamin Reiser and Irwin Guttman [151], il quale conferisce una soluzione più rigorosa rispetto a quelle trattate nei casi precedenti. Nello specifico, si può scrivere quanto segue:

$$m_R - m_S \sim N\left(\mu_R - \mu_S, \frac{\sigma_R^2}{n_R} + \frac{\sigma_S^2}{n_S}\right), \quad (5.12)$$

dove il prodotto tra i gradi di libertà del campione delle azioni e della resistenza e il rapporto tra i quadrati delle stime delle loro deviazioni standard e le deviazioni standard stesse, si distribuiscono come una variabile casuale chi-quadrato χ^2 , secondo le espressioni $(n_R - 1) \cdot$

$\frac{s_R^2}{\sigma_R^2} \sim \chi_{(n_R-1)}^2$ e $(n_S - 1) \cdot \frac{s_S^2}{\sigma_S^2} \sim \chi_{(n_S-1)}^2$. In queste relazioni S_X^2 è la varianza campionaria corretta come anche nei casi precedenti. Le tre VC discusse sono tra loro s-indipendenti e, posto:

$$\psi = \frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{\frac{\sigma_R^2}{n_R} + \frac{\sigma_S^2}{n_S}}$$

la (5.12) può essere riscritta come

$$(m_R - m_S) \frac{\sqrt{\psi}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \sim N(\sqrt{\psi}\delta, 1).$$

Inoltre, per Patnaik [152] è valida la seguente espressione, in cui la varianza campionaria totale, s^2 è definita come

$$s^2 = s_R^2 + s_S^2 = \frac{\sigma_R^2}{n_R - 1} \chi_{(n_R-1)}^2 + \frac{\sigma_S^2}{n_S - 1} \chi_{(n_S-1)}^2 \quad (5.13)$$

e si distribuisce approssimativamente come $\frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{f} \chi_f^2$, in cui

$$f = \frac{(\sigma_R^2 + \sigma_S^2)^2}{\frac{\sigma_R^4}{n_R - 1} + \frac{\sigma_S^4}{n_S - 1}}.$$

Pertanto, dato:

$$\hat{\beta} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s_R^2 + s_S^2}} = \frac{m_R - m_S}{\sqrt{s^2}}, \quad (5.14)$$

si ha che $\sqrt{\psi} \cdot \hat{\beta}$ si distribuisce approssimativamente come una T di Student non centrale, con f gradi di libertà (in generale, un numero non intero) e parametro di non centralità $\sqrt{\psi} \cdot \beta$ (nel lavoro di Patnaik [152], la notazione usata per tale variabile è $T_f(\sqrt{\psi} \cdot \beta)$).

Usando s_R^2 e s_S^2 in luogo dei valori veri σ_R^2 e σ_S^2 nelle formule di ψ e f , si determinano le stime $\hat{\psi}$ e $\hat{f}$, da cui si deriva con un'ulteriore approssimazione, che $\sqrt{\hat{\psi}} \cdot \hat{\beta}$ è approssimativamente distribuita come la T non centrale $T_f(\sqrt{\hat{\psi}} \cdot \beta)$.

Un valore approssimato del limite inferiore di confidenza $(1 - \vartheta)$ per β può essere determinato risolvendo (per via numerica) la seguente equazione:

$$P\left(T_f\left(\sqrt{\hat{\psi}} \cdot \beta\right) \leq \sqrt{\hat{\psi}} \cdot \hat{\beta}\right) = 1 - \vartheta. \quad (5.15)$$

Il limite inferiore per β , in analogia ai casi precedenti, è quello che soddisfa l'equazione (5.15), dato $\hat{\beta}$. Siccome si cerca che tale limite inferiore sia almeno pari a β_t , al livello di confidenza $1 - \vartheta$, deve essere che $\hat{\beta}$ sia almeno pari al valore β^* , tale da garantire la seguente uguaglianza:

$$P\left(T_f\left(\sqrt{\hat{\psi}} \cdot \beta_t\right) \leq \sqrt{\hat{\psi}} \cdot \beta^*\right) = 1 - \vartheta.$$

Ovvero, indicato con $\tau_{1-\vartheta}$ è il quantile di ordine $(1 - \vartheta)$ della T di Student non centrale $T_f\left(\sqrt{\hat{\psi}} \cdot \beta_t\right)$, si dovrà porre $\hat{\beta}$ almeno pari a

$$\beta^* = \frac{\tau_{1-\vartheta}}{\sqrt{\hat{\psi}}}. \quad (5.16)$$

Il caso particolare (di nostro interesse) in cui si considerano noti μ_S e σ_S^2 si risolve a partire dalle stesse formule facendo tendere n_S a ∞ . In tal caso, si definiranno:

$$\hat{\psi} = \frac{s_R^2 + \sigma_S^2}{\frac{s_R^2}{n_R}}, \quad \hat{f} = \frac{(s_R^2 + \sigma_S^2)^2}{\frac{s_R^4}{n_R - 1}}, \quad \hat{\beta} = \frac{m_R - \mu_S}{\sqrt{s_R^2 + \sigma_S^2}}.$$

e le relazioni per il calcolo dei fattori parziali saranno definite ancora dalla (5.8), con β^* calcolato tramite la (5.16), seguendo i passaggi appena descritti.

A valle di un'analisi parametrica di sensitività adottando i diversi metodi sopra enunciati, si è optato di procedere alla calibrazione dei fattori parziali di sicurezza applicando il metodo descritto nel caso 1 al §5.2.2, in quanto utilizzare approcci più rigorosi e consolidati attraverso le stime della deviazione standard della resistenza, conduce a risultati poco verosimili e/o errati, come mostrato in Appendice al §7.4

5.3 Contesto e ipotesi di lavoro

La valutazione della sicurezza dei ponti esistenti in Italia è attualmente regolamentata dalle Linee Guida 2020 [7], le quali definiscono lo stato di fatto per le resistenze di progetto attraverso l'espressione (5.17)

$$R_{LLGG} = \min\left(\frac{f_m}{\gamma_M \cdot FC}; \frac{f_k}{FC}\right) \quad (5.17)$$

in cui:

- γ_M fattore parziale di sicurezza del materiale;
- FC fattore di confidenza;
- f_m valore medio della resistenza del materiale ottenuta dalle prove;
- f_k valore caratteristico della distribuzione della resistenza del materiale.

La derivazione del fattore parziale di sicurezza γ_M , che lo esplicita nella forma riportata in seno alle [7], non è nota. Una possibilità è l'equazione (5.18), riportata nel lavoro di tesi di [153]:

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2} \cdot \gamma_f = \\ &= \frac{1}{1 - 0.4 \cdot \alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_{\theta, Rd1}} \\ &\cdot \frac{1}{1 - 0.4 \cdot \alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_{\theta, Rd2}} \cdot \frac{e^{(1-1.645 \cdot V_f)}}{e^{(1-\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_f)}} \end{aligned} \quad (5.18)$$

in cui $\gamma_{Rd1}, \gamma_{Rd2}$, sono i fattori parziali di sicurezza che tengono conto dell'incertezza di modello e della geometria, pari rispettivamente a 1.07 e 1.07 per il calcestruzzo e 1.02 e 1.04 rispettivamente per l'acciaio; mentre γ_f è il fattore parziale di sicurezza associato al solo materiale, pari a 1.10 per il calcestruzzo e 1.03 per l'acciaio. I termini $\alpha_R, \beta_t, V_{\theta, Rd1}, V_{\theta, Rd2}$, sono, in ordine, il coefficiente di sensitività, l'indice di affidabilità target, $\beta_t = 2.8$ (i.e. adottato per le strutture di nuova progettazione) e il coefficiente di variazione delle variabili casuali, VC, $Rd1$ e $Rd2$, a cui corrispondono rispettivamente o fattori parziali di sicurezza γ_{Rd1} e γ_{Rd2} . Il coefficiente di variazione relativo alla resistenza del materiale, V_f , è pari a 0.15 per il calcestruzzo e 0.05 per l'acciaio [154].

Dal termine $e^{(1-1.645 \cdot V_f)}$ sembrerebbe che il coefficiente parziale di sicurezza associato debba essere applicato a f_k per ottenere la resistenza di progetto. D'altro canto, secondo l'equazione (5.17), esso viene applicato a f_m , generando un'apparente incoerenza. In effetti, i valori di γ_M applicati al valore medio f_m risulterebbero maggiori rispetto a quelli derivati dall'equazione (5.18).

Questa osservazione costituisce una delle motivazioni della stesura di questo capitolo, con alla base i seguenti obiettivi:

- ricalibrare i coefficienti parziali di sicurezza sulla base dell'affidabilità strutturale;
- agevolare la procedura di calibrazione garantendone la riproducibilità;
- coprire un ampio spettro di casi che il progettista può trovarsi ad affrontare;
- semplificare il più possibile l'espressione fornita dall'eq.(5.17).

In riferimento al modello resistenza-sollecitazione descritto nella sezione §5.1, R e S sono da intendersi come VC s-indipendenti, le cui distribuzioni di probabilità sono rappresentate dal modello log-normale. Pertanto, essendo $R \sim LN(\mu_{\ln R}, \sigma_{\ln R})$ e $S \sim LN(\mu_{\ln S}, \sigma_{\ln S})$, in cui $\mu_{\ln R}$, $\mu_{\ln S}$ e $\sigma_{\ln R}$, $\sigma_{\ln S}$ sono la media e la deviazione standard di $\ln R$ e $\ln S$, la probabilità di fallimento p_f , si può ricavare attraverso l'eq.(5.19)

$$p_f = P[R/S < 1] = \Phi \left(-\frac{\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \right) = \Phi(-\beta), \quad (5.19)$$

dove $\Phi(\cdot)$ è la funzione di distribuzione cumulata gaussiana e $\beta = (\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S}) / \sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}$ è l'indice di affidabilità sopra menzionato e definito come fatto da Cornell in [147]. Dalla definizione dei coefficienti di sensitività per le resistenze, α_R , e per i carichi, α_S , attraverso l'equazione (5.20)

$$\begin{cases} \alpha_R = \frac{\sigma_{\ln R}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \\ \alpha_S = \frac{\sigma_{\ln S}}{\sqrt{\sigma_{\ln R}^2 + \sigma_{\ln S}^2}} \end{cases} \quad (5.20)$$

è stato possibile riscrivere la disequazione (5.5) nel modo seguente:

$$\mu_{\ln R} - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln R} \geq \mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln S}. \quad (5.21)$$

in cui, $\mu_{\ln R} - \alpha_R \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln R}$ rappresenta la resistenza di progetto R_d , e $\mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta \cdot \sigma_{\ln S}$ rappresenta l'azione di progetto, S_d . E' importante osservare che l'equazione (5.21) è solitamente impiegata in fase di progetto per determinare il valore di $\mu_{\ln R}$ necessario a soddisfare la disuguaglianza con un indice di affidabilità target β_t , noti i valori α_S , $\mu_{\ln S}$, $\sigma_{\ln S}$ e $\sigma_{\ln R}$. Nel seguito del capitolo, la disequazione (5.21) viene utilizzata in modo leggermente differente, al fine di controllare il rischio di una valutazione *fallace*, nel senso già illustrato nell'introduzione al capitolo.

5.4 Caratterizzazione delle incertezze

In accordo con le più avanzate normative tecniche internazionali nel settore delle costruzioni [12,155], la variabile casuale R è assunta come il prodotto di due variabili log-normali indipendenti: in particolare, $r \sim LN(\mu_{\ln r}, \sigma_{\ln r})$, che rappresenta le incertezze associate al meccanismo di collasso, e $f \sim LN(\mu_{\ln f}, \sigma_{\ln f})$ che rappresenta le incertezze associate alla resistenza del materiale. Sotto questa ipotesi, si ottiene l'espressione (5.22)

$$R = f \cdot r \sim LN\left(\mu_{\ln f} + \mu_{\ln r}, \sqrt{\sigma_{\ln f}^2 + \sigma_{\ln r}^2}\right), \quad (5.22)$$

e di conseguenza l'equazione (5.21) può essere riscritta come

$$\mu_{\ln f} + \mu_{\ln r} - \alpha_R \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln R} \geq \mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln S}; \quad (5.23)$$

con $\sigma_{\ln R} = \sqrt{\sigma_{\ln f}^2 + \sigma_{\ln r}^2}$. Da qui in avanti si assume che, ai fini della verifica di sicurezza dei ponti esistenti, solo $\mu_{\ln f}$ venga stimato a partire dai dati

raccolti mediante prove in-situ mentre gli altri parametri sono assunti come noti oppure, come nel caso di σ_{lnf} , possono essere variabili entro un verosimile intervallo prefissato. I valori utilizzati nella procedura di calibrazione per i parametri σ_{lnf} , μ_{lnr} e σ_{lns} sono riportati in Tabella 5.1, dove per σ_{lns} sono stati considerati tre specifici valori, al fine di coprire un insieme di possibili situazioni di progetto (traffico, neve e vento).

Nella procedura di calibrazione, i valori di σ_{lnf} sono utilizzati nell'ambito di una analisi parametrica. La decisione di definire una disuguaglianza di verifica di sicurezza che non richieda la stima di σ_{lnf} è stata motivata principalmente dal fatto che le stime della deviazione standard ottenute da campioni di piccola dimensione (quali tipicamente quelli raccolti mediante prove in-situ) spesso ricadono al di fuori dell'intervallo che può essere definito a priori da progettisti esperti (ovvero quello considerato nella Tabella 5.1), come mostrato in APPENDICE al §7.4. L'ulteriore vantaggio, inoltre, è che tale scelta semplifica in modo significativo sia l'implementazione della procedura, sia la calibrazione della disuguaglianza di verifica della sicurezza.

Nella procedura, l'indice di affidabilità di calibrazione, β_c , è stato fissato pari a 2.3 e coincidente con la soglia inferiore di affidabilità, al di sotto della quale un ponte che superi la verifica rappresenta una valutazione *fallace* della sicurezza. Infine, per semplificare il processo di calibrazione, nella disuguaglianza di verifica, i coefficienti di sensitività sono assunti come quelli riportati in letteratura da [156], ovvero pari a $\alpha_R = 0.8$ e $\alpha_R = -0.7$, indipendentemente dallo specifico valore della deviazione standard delle VC: $\ln R$ e $\ln S$. Lo scopo di questa procedura di calibrazione è stato quello di ricavare un unico valore del fattore parziale di sicurezza che garantisse la sicurezza (nell'accezione con cui è stata definita in questo capitolo) per tutti gli scenari sperimentali considerati e consistentemente ai risultati riportanti nel Model Code 2020 [157]. La disuguaglianza di verifica che tiene conto del fatto che μ_{lnf} è stimato si ottiene sostituendo μ_{lnf} con la stima di massima verosimiglianza del quantile di ordine ϑ del logaritmo (gaussiano) della resistenza del materiale,

$$m_{lnf} = Z_{1-\vartheta} \cdot \sigma_{lnf,c}; \quad (5.24)$$

in cui $m_{\ln f} = \sum_{i=1}^n \ln(f_i)/n$, dove n è il numero di prove e $\sigma_{\ln f, c}$ è assunto pari a 0.150 nel caso del calcestruzzo e 0.045 nel caso dell'acciaio. Di conseguenza, l'equazione (5.21) si può riscrivere come:

$$m_{\ln f} - z_{1-\vartheta} \cdot \sigma_{\ln f, c} + \mu_{\ln r} - \alpha_R \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln R} \geq \mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln S}, \quad (5.25)$$

la quale, fissando $\gamma_M = e^{z_{1-\vartheta} \cdot \sigma_{\ln f, c} - \mu_{\ln r} + \alpha_R \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln R}}$, si può ridurre all'espressione (5.26)

$$\frac{e^{m_{\ln f}}}{\gamma_M} \geq e^{\mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln S}}, \quad (5.26)$$

dove $e^{m_{\ln f}}/\gamma_M$ rappresenta la resistenza di progetto, R_d , $e^{\mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln S}}$ rappresenta l'azione di progetto, S_d e γ_M il fattore parziale di sicurezza ricercato.

Tabella 5.1. Parametri e coefficienti da utilizzare come dati di ingresso nella procedura di calibrazione.

Parametri di ingresso noti	CALCESTRUZZO	ACCIAIO
$\sigma_{\ln f}$	0.100, 0.150, 0.200	0.045, 0.060
$\mu_{\ln r}$	-0.031	0.035
$\sigma_{\ln r}$	0.145	0.067
$\sigma_{\ln S}$	0.15 (carico da traffico) 0.25 (carico da vento) 0.35 (carico da neve)	0.15 (carico da traffico) 0.25 (carico da vento) 0.35 (carico da neve)

5.5 Calibrazione dei fattori parziali di sicurezza

5.5.1 Ponti affidabili e non affidabili

Definita $m_{\ln f}$ come VC, la verifica di sicurezza condotta attraverso l'equazione (5.25) può restituire due distinti risultati non attesi: (i) un ponte caratterizzato da una affidabilità accettabile potrebbe non superare la verifica e, di contro, (ii) un ponte caratterizzato da una affidabilità non

accettabile potrebbe superare la verifica. Per questo motivo, la procedura di calibrazione ha lo scopo di definire un unico γ_M in modo che:

- un ponte con $\beta \leq \beta_c = 2.3$ (caso ii) presenti una arbitrariamente *bassa probabilità* di superare la verifica di sicurezza, che decresca all'aumentare della numerosità n delle prove sperimentali in-situ;
- un ponte con $\beta \geq 2.8$ (caso i) presenti una arbitrariamente *alta probabilità* di superare la verifica di sicurezza, che aumenti all'aumentare della numerosità n delle prove sperimentali in-situ.

5.5.2 Probabilità di superare la verifica di sicurezza per $\beta_c = 2.3$

Sotto le ipotesi fatte, dato che $e^{m_{lnf}} \sim LN(\mu_{lnf}, \sigma_{lnf}/\sqrt{n})$, la probabilità di superare la verifica di sicurezza può essere calcolata in forma chiusa come:

$$\begin{aligned} P[R_d \geq S_d] &= P[e^{m_{lnf}}/\gamma_M \geq e^{\mu_{lns} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{lns}}] \\ &= P[m_{lnf} \geq \ln \gamma_M + \mu_{lns} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{lns}] \\ &= \Phi \left(- \frac{\ln \gamma_M + \mu_{lns} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{lns} - \mu_{lnf}}{\sigma_{lnf}/\sqrt{n}} \right) \end{aligned} \quad (5.27)$$

ed essendo $\beta = (\mu_{lnf} + \mu_{lnr} - \mu_{lns}) / \sqrt{\sigma_{lnf}^2 + \sigma_{lnr}^2 + \sigma_{lns}^2}$, l'espressione di cui sopra può essere definitivamente riscritta come

$$\begin{aligned} P[R_d \geq S_d] &= \\ \Phi \left(- \frac{\ln \gamma_M + \mu_{lnr} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{lns} - \beta \cdot \sqrt{\sigma_{lnf}^2 + \sigma_{lnr}^2 + \sigma_{lns}^2}}{\sigma_{lnf}/\sqrt{n}} \right), \end{aligned} \quad (5.28)$$

in cui β è il vero indice di affidabilità associato al ponte oggetto di verifica. A questo punto, la calibrazione di γ_M è stata effettuata calcolando la probabilità (5.28), fissando i parametri μ_{lnr} , σ_{lnr} e σ_{lns} come i valori riportati in Tabella 5.1 e verificando, separatamente per calcestruzzo e acciaio, che il valore assegnato a γ_M soddisfi gli obiettivi di calibrazione sopra elencati, in un intervallo di valori di β e σ_{lnf} . Anche questi ultimi, nello specifico, provengono dalla Tabella 5.1.

5.6 Risultati

I fattori parziali di sicurezza utilizzati nell'applicazione della procedura sono presentati nella Tabella 5.2. Essi presentano i valori intermedi tra i γ_M calcolati per ciascuna combinazione dei parametri da cui dipende $P[R_d \geq S_d]$. Essi sono stati ottenuti tarando ϑ nella definizione di γ_M mediante un approccio *trial-and-error*, in maniera da coprire tutti i possibili casi. I valori di ϑ risultanti sono $\vartheta = 0.35$ per il calcestruzzo e $\vartheta = 0.05$ per l'acciaio.

Tabella 5.2. Valori del fattore di sicurezza medio da applicare alla mediana della resistenza del materiale.

γ_M	
CALCESTRUZZO	ACCIAIO
1.54	1.22

Le probabilità riportate nelle tabelle successive sono fornite variando il numero n delle prove in-situ da due a trenta. Risulta che $P[R_d \geq S_d]$ sia (arbitrariamente) bassa per ponti non affidabili ($\beta \leq 2.3$) e (arbitrariamente) alta per ponti affidabili ($\beta \geq 2.8$). Per confronto, le stesse tabelle sono riportate di seguito al §5.7 quando i fattori parziali di sicurezza adottati sono quelli correnti delle LL.GG.2020, ovvero 1.26 per il calcestruzzo e 1.10 per l'acciaio (con $FC=1$); si osserva che, applicando questi ultimi, la probabilità che ponti non affidabili superino la verifica di sicurezza, aumenta. Inoltre, in alcuni casi, la probabilità di una valutazione di sicurezza *fallace* aumenta con il numero di prove in-situ.

Caso $\sigma_{\ln S} = 0.15$, calcestruzzo.

Tabella 5.3. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.10$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.006	0.031	0.061	0.534	0.660	0.770	0.957
5	0.000	0.002	0.007	0.554	0.743	0.878	0.997
15	0.000	0.000	0.000	0.593	0.870	0.978	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.631	0.945	0.998	1.000

Tabella 5.4. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.15$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.113	0.234	0.314	0.767	0.834	0.887	0.974
5	0.028	0.126	0.222	0.875	0.937	0.972	0.999
15	0.000	0.023	0.093	0.977	0.996	1.000	1.000
30	0.000	0.002	0.031	0.998	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.5. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.20$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.323	0.480	0.561	0.880	0.916	0.986	0.995
5	0.233	0.468	0.596	0.969	0.986	1.000	1.000
15	0.104	0.444	0.663	0.999	1.000	1.000	1.000
30	0.037	0.421	0.724	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{\ln S} = 0.15$, acciaio.

Tabella 5.6. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.045$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.000	0.001	0.004	0.520	0.721	0.869	0.997
5	0.000	0.000	0.000	0.531	0.823	0.962	1.000
15	0.000	0.000	0.000	0.554	0.945	0.999	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.577	0.988	1.000	1.000

Tabella 5.7. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.060$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.001	0.016	0.042	0.632	0.773	0.877	0.992
5	0.000	0.000	0.003	0.702	0.882	0.967	1.000
15	0.000	0.000	0.000	0.821	0.980	0.999	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.903	0.998	1.000	1.000

Caso $\sigma_{lnS} = 0.25$, calcestruzzo.

Tabella 5.8. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.10$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.004	0.03	0.081	0.774	0.882	0.947	0.998
5	0.000	0.002	0.013	0.883	0.969	0.995	1.000
15	0.000	0.000	0.000	0.980	0.999	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.998	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.9. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.15$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.076	0.206	0.304	0.847	0.908	0.949	0.995
5	0.012	0.098	0.209	0.947	0.982	0.995	1.000
15	0.000	0.012	0.080	0.997	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.001	0.024	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.10. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.20$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.237	0.414	0.513	0.899	0.93	0.994	0.999
5	0.129	0.365	0.520	0.978	0.992	1.000	1.000
15	0.025	0.276	0.534	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.003	0.200	0.548	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{\ln S} = 0.25$, acciaio.

Tabella 5.11. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.045$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.000	0.033	0.156	0.999	1.000	1.000	1.000
5	0.000	0.002	0.055	1.000	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.000	0.003	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.12. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.060$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.007	0.110	0.275	0.994	0.999	1.000	1.000
5	0.000	0.026	0.172	1.000	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.000	0.050	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.010	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{\ln S} = 0.35$, calcestruzzo.

Tabella 5.13. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.10$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.006	0.076	0.188	0.970	0.992	0.999	1.000
5	0.000	0.012	0.081	0.998	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.000	0.008	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.14. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{\ln f} = 0.15$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.080	0.261	0.399	0.952	0.980	0.993	1.000
5	0.013	0.156	0.343	0.996	0.999	1.000	1.000
15	0.000	0.040	0.242	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.007	0.161	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.15. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.25$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.222	0.437	0.558	0.952	0.975	0.999	1.000
5	0.113	0.401	0.591	0.996	0.999	1.000	1.000
15	0.018	0.332	0.655	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.002	0.270	0.713	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{lns} = 0.35$, acciaio.

Tabella 5.16. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.045$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.007	0.411	0.817	1.000	1.000	1.000	1.000
5	0.000	0.361	0.924	1.000	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.269	0.993	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.192	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.17. Probabilità di superamento della verifica, P , considerando $\beta_c = 2.3$. Il valore della deviazione standard utilizzato è $\sigma_{lnf} = 0.060$.

n	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$	$\beta = 2.9$	$\beta = 3.0$	$\beta = 3.3$
2	0.039	0.477	0.787	1.000	1.000	1.000	1.000
5	0.003	0.464	0.896	1.000	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.439	0.986	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.039	0.477	0.787	1.000	1.000	1.000	1.000

5.7 Confronto tra gli esiti delle verifiche di sicurezza applicando il metodo proposto e gli attuali fattori parziali di sicurezza presenti nelle Linee Guida

Le tabelle successive presentano le probabilità di superamento della verifica di sicurezza applicando l'equazione (5.28), utilizzando $\gamma_M = 1.26$ per il calcestruzzo e $\gamma_M = 1.10$ per l'acciaio.

Caso $\sigma_{\text{ins}} = 0.15$, calcestruzzo

Tabella 5.18. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.159	0.491	0.619	0.735	0.830	0.900	0.998
5	0.057	0.486	0.684	0.840	0.934	0.979	1.000
15	0.003	0.475	0.797	0.957	0.996	1.000	1.000
30	0.000	0.465	0.880	0.993	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.19. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.387	0.670	0.752	0.822	0.878	0.920	0.996
5	0.325	0.756	0.859	0.928	0.967	0.987	1.000
15	0.216	0.886	0.969	0.994	0.999	1.000	1.000
30	0.133	0.956	0.996	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.20. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.557	0.776	0.832	0.878	0.915	0.942	0.995
5	0.590	0.884	0.936	0.967	0.985	0.994	1.000
15	0.653	0.981	0.996	0.999	1.000	1.000	1.000
30	0.711	0.998	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{\text{ins}} = 0.15$, acciaio

Tabella 5.21. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.045$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.001	0.065	0.164	0.329	0.537	0.735	1.000
5	0.000	0.008	0.061	0.242	0.558	0.839	1.000
15	0.000	0.000	0.004	0.112	0.599	0.957	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.043	0.639	0.992	1.000

Tabella 5.22. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.015	0.175	0.301	0.456	0.619	0.763	0.997
5	0.000	0.069	0.204	0.431	0.684	0.871	1.000
15	0.000	0.005	0.076	0.382	0.797	0.975	1.000
30	0.000	0.000	0.021	0.336	0.880	0.997	1.000

Caso $\sigma_{\text{ins}} = 0.25$, calcestruzzo

Tabella 5.23. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.056	0.382	0.552	0.713	0.840	0.923	1.000
5	0.006	0.318	0.582	0.813	0.942	0.988	1.000
15	0.000	0.206	0.641	0.938	0.997	1.000	1.000
30	0.000	0.123	0.695	0.985	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.24. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\text{inf}} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.221	0.560	0.677	0.778	0.858	0.916	0.998
5	0.112	0.595	0.766	0.887	0.955	0.985	1.000
15	0.018	0.661	0.895	0.982	0.998	1.000	1.000
30	0.001	0.721	0.962	0.998	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.25. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.386	0.677	0.760	0.830	0.886	0.927	0.997
5	0.324	0.766	0.868	0.935	0.972	0.989	1.000
15	0.215	0.895	0.974	0.996	1.000	1.000	1.000
30	0.132	0.962	0.997	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.25$, acciaio

Tabella 5.26. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.045$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.000	0.145	0.408	0.723	0.922	0.988	1.000
5	0.000	0.047	0.357	0.826	0.988	1.000	1.000
15	0.000	0.002	0.262	0.948	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.184	0.989	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.27. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.005	0.254	0.486	0.723	0.889	0.968	1.000
5	0.000	0.147	0.478	0.825	0.973	0.998	1.000
15	0.000	0.035	0.461	0.948	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.005	0.445	0.989	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.35$, calcestruzzo

Tabella 5.28. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.027	0.395	0.612	0.799	0.918	0.974	1.000
5	0.001	0.337	0.674	0.907	0.986	0.999	1.000
15	0.000	0.233	0.783	0.989	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.151	0.866	0.999	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.29. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.146	0.540	0.686	0.807	0.895	0.949	1.000
5	0.048	0.563	0.778	0.915	0.976	0.995	1.000
15	0.002	0.607	0.907	0.991	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.650	0.970	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.30. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.289	0.638	0.744	0.832	0.897	0.942	0.997
5	0.189	0.712	0.851	0.936	0.977	0.993	1.000
15	0.064	0.834	0.964	0.996	1.000	1.000	1.000
30	0.016	0.915	0.995	1.000	1.000	1.000	1.000

Caso $\sigma_{inS} = 0.35$, acciaio

Tabella 5.31. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.045$).

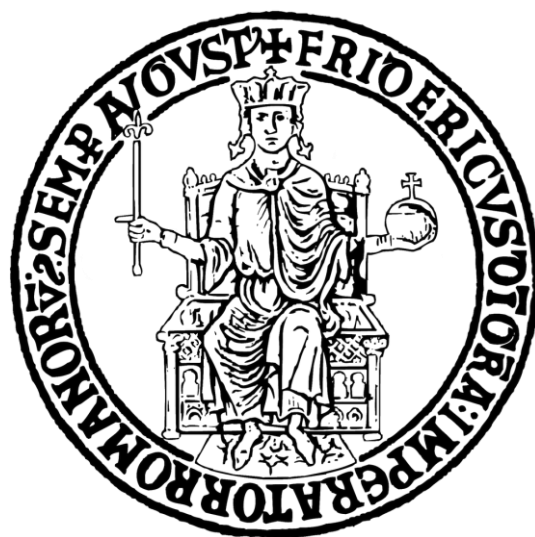
n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.000	0.361	0.780	0.971	0.999	1.000	1.000
5	0.000	0.286	0.889	0.999	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.164	0.983	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.083	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 5.32. Applicazione del metodo proposto e dei fattori parziali delle LL.GG.2020 per il calcolo delle probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.003	0.432	0.753	0.938	0.992	0.999	1.000
5	0.000	0.393	0.860	0.992	1.000	1.000	1.000
15	0.000	0.319	0.969	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.253	0.996	1.000	1.000	1.000	1.000

In definitiva, lo studio presentato in questo capitolo riguarda la ricalibrazione dei fattori parziali di sicurezza dei materiali (nello specifico, calcestruzzo e acciaio) da utilizzare nella valutazione LFRD dei ponti esistenti in Italia. La procedura analitica di calibrazione assume un modello log-normale resistenza-sollecitazione, nel quale viene stimata unicamente la resistenza mediana del materiale, a partire da una certa numerosità di prove in-situ. La caratterizzazione delle incertezze che influenzano la verifica di sicurezza è stata definita in modo da coprire un ampio spettro di situazioni pratiche.

I criteri di calibrazione adottati mirano a controllare il rischio di valutazioni *fallaci* della sicurezza strutturale per ponti accettabili (con indice di affidabilità $\beta \geq 2.8$) e non accettabili (con indice di affidabilità $\beta \leq \beta_c = 2.3$); rischio che dovrebbe sempre ridursi all'aumentare del numero di prove. I coefficienti derivati, che includono l'effetto del numero delle prove, risultano maggiori rispetto a quelli attualmente in uso, per ragioni evidenti e spiegabili. Infatti, con i valori correnti dei fattori parziali di sicurezza, anche ponti con indici di affidabilità inferiori a 2.3 (in alcuni casi, anche molto inferiori), sia per il calcestruzzo che per l'acciaio, presentano probabilità di superare la verifica di sicurezza elevate e crescenti con il numero delle prove. Esito simile si può osservare dai risultati riportati nelle tabelle in APPENDICE al §7.5, quando la probabilità di superare la verifica di sicurezza viene calcolata seguendo quanto attualmente prescritto dalle LL.GG.2020. Inoltre, è bene segnalare che in questo studio è stata intenzionalmente esclusa la discussione relativa ai fattori di confidenza, potenzialmente impiegabili nella verifica di sicurezza, la quale richiede un approfondimento dedicato.



CAPITOLO 6

Conclusioni

Forti sempre!

Roy Antony Ciampa

Lo studio condotto in questa tesi di dottorato si è concentrato su cinque temi, al fine di consentire una valutazione dell'affidabilità per carichi verticali e sismici dei viadotti esistenti: le analisi strutturali delle infrastrutture, in supporto all'autorizzazione speditiva al transito dei trasporti eccezionali, l'analisi dei dati ottenuti dal sistema weigh-in-motion (WIM), la calibrazione dei modelli di carico da traffico attraverso uno strumento semplificato di simulazione del traffico, la valutazione dell'affidabilità sismica dei ponti esistenti e la calibrazione dei fattori parziali di sicurezza per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali. Le principali conclusioni tratte sono sintetizzate di seguito.

- In questa tesi si è sviluppata una procedura semplificata e semi-automatizzata per l'autorizzazione al transito di veicoli di trasporto eccezionale sulle infrastrutture, svincolandosi dalla configurazione del mezzo. L'idea alla base è di considerare un incremento del numero di assi e del carico ad essi associato, generando un veicolo fittizio, configurato in una successione di forze concentrate aventi una minima distanza realistica tra di loro. Il veicolo fittizio così ottenuto, si considera viaggiare sul ponte caso studio in condizioni di traffico esclusivo e combinato, con e senza limitazione di velocità di transito, sempre disposto nella posizione più sfavorevole rispetto alla sezione trasversale dell'impalcato. Definite le condizioni di transito, la procedura iterativa di incremento del carico associato al singolo asse e del numero di assi si arresta per due condizioni alternative: (i) il numero degli assi in serie ha superato la lunghezza

del ponte senza attingere nessuna crisi dell'elemento strutturale, (ii) la configurazione del veicolo fittizio ha portato alla crisi flessionale o tagliante di una sezione critica di una trave dell'impalcato. In altre parole, avendo fissato il peso di ogni coppia di assi, è stato possibile stabilire il numero massimo di assi che definisce il veicolo convenzionale transitante sulla struttura caso studio e corrispondente all'ultima configurazione di carico per cui $(C/D)_{min} \geq 1$. Infine, è stato mostrato che per il viadotto studiato le verifiche strutturali per l'autorizzazione al transito dei veicoli eccezionali definiti, sono sempre risultate soddisfatte per gli scenari in cui il veicolo eccezionale passa sul viadotto in modalità di transito esclusiva e in combinazione con il veicolo da 440 kN, con e senza limitazione sulla velocità di transito. Mentre le verifiche vincolanti sono risultate quelle a taglio per le sezioni ridotte.

- L'utilizzo dei sistemi WIM si dimostra essere uno strumento di supporto per raccogliere dati affidabili sul traffico e sul carico viaggiante sui ponti. L'analisi dei dati effettuata in questa tesi ha permesso di identificare le caratteristiche di traffico transitante in un anno di registrazioni continue su una delle tratte autostradali più importanti del Mezzogiorno, A3 Napoli-Pompei-Salerno. Dopo un'opportuna operazione di elaborazione dei dati registrati, sono state ottenute distribuzioni empiriche delle caratteristiche più significative dei veicoli dal punto di vista dell'ingegneria strutturale, rendendo disponibili i risultati in un dataset condiviso. Questo approccio può rilevarsi importante non solo per la verifica della sicurezza strutturale, ma anche per la pianificazione di interventi di manutenzione e la calibrazione di modelli previsionali. Infatti, tali dati sono stati utilizzati per impostare e calibrare simulazioni del traffico, ripercorrendo quanto fatto dagli studi di calibrazione del modello di carico presente all'interno degli Eurocodici, iniziati con la disponibilità di dati di monitoraggio del traffico e WIM per diverse autostrade europee.
- A partire dai sopra citati dati WIM, è stato sviluppato uno strumento semplificato di simulazione per stimare le azioni indotte dal traffico sui ponti esistenti utilizzando dati reali. I flussi di traffico e le

caratteristiche dei veicoli sono stati derivati dai dati di pesatura dinamica, mentre analisi statistiche sui flussi dei veicoli hanno permesso di identificare scenari rappresentativi della variabilità giornaliera. Per ciascuno scenario sono stati simulati, rispettivamente con un Processo di Poisson Omogeneo e con simulazioni Monte Carlo, gli arrivi e le caratteristiche dei veicoli, considerando l'interazione tra mezzi successivi attraverso l'adattamento delle velocità. Questo approccio, sebbene approssimato rispetto alla microsimulazione del traffico, consente di rappresentare le azioni sui ponti tenendo conto del traffico registrato su una specifica infrastruttura stradale.

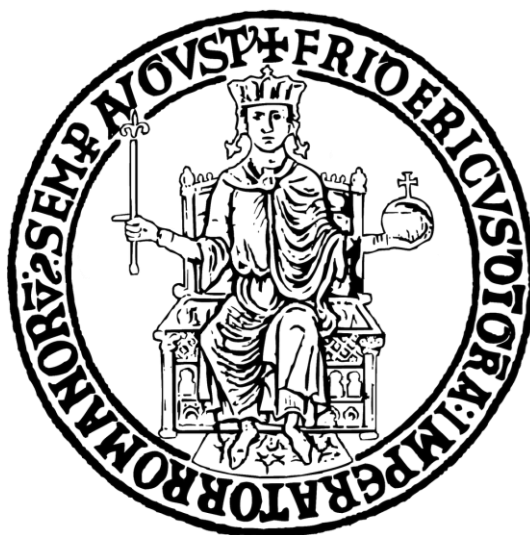
Le sollecitazioni massime giornaliere calcolate sul ponte archetipico analizzato sono state estrapolate a livello annuale mediante modelli probabilistici, ricavando valori caratteristici da confrontare con quelli previsti dalle norme vigenti. L'analisi ha evidenziato che le configurazioni di carico delle attuali normative possono sottostimare in modo significativo le azioni da traffico, per la specifica rete stradale investigata, fino a circa l'80% per il momento flettente e il 60% per il taglio.

- La valutazione dell'affidabilità sismica del ponte caso studio analizzata in questo lavoro di tesi, si colloca all'interno di un progetto di ricerca nazionale più ampio, che ha l'obiettivo di valutare l'affidabilità sismica dei ponti esistenti, considerando alcune tipologie strutturali selezionate dalla pratica progettuale italiana, rappresentative del patrimonio del costruito a partire dalla seconda metà del XX secolo. Il rischio sismico è espresso attraverso il tasso di fallimento, calcolato secondo il paradigma dell'approccio prestazionale dell'ingegneria sismica. L'affidabilità del ponte caso studio tende ad aumentare al decrescere della pericolosità sismica, coerentemente a quanto già osservato in alcuni studi recenti condotti sui ponti progettati secondo gli attuali codici normativi, eccetto nel caso di progettazione del ponte caso studio nel sito di L'Aquila tenendo conto dell'interazione suolo-struttura. In tal caso, per lo stato di danno di perdita di funzionalità, il tasso di fallimento risulta minore di quello relativo alla medesima struttura progettata a Napoli. Questo può essere ricondotto agli

effetti del processo di riprogettazione in quanto, secondo le pratiche progettuali dell'epoca di progetto, il sito di L'Aquila veniva inserito in una categoria per la quale era già prevista una progettazione sismica sebbene semplificata, rispetto ai siti di Napoli e Milano. Inoltre, i risultati evidenziano anche come l'affidabilità sismica calcolata per questo ponte caso studio sia minore rispetto a quella dell'equivalente tipologia di ponte di nuova progettazione.

- In questo lavoro di tesi, la calibrazione dei fattori parziali di sicurezza è stata condotta attraverso un'analisi probabilistica, basandosi sull'utilizzo del modello sollecitazione-resistenza. Le distribuzioni di probabilità delle variabili casuali sollecitazione e resistenza sono ipotizzate di tipo log-normale. A partire da questo modello, la determinazione dei fattori parziali è stata eseguita tenendo conto dell'incertezza di stima e considerando come variabile incognita la sola media della distribuzione della resistenza dei materiali (calcestruzzo e acciaio). In questo contesto, considerando un intervallo sufficientemente ampio della variabilità della deviazione standard della sollecitazione e della resistenza, supportato dalla letteratura scientifica, sono stati ricavati dei fattori parziali di sicurezza specifici per le condizioni dei ponti esistenti. I valori così ricavati sono maggiori rispetto a quelli presenti negli attuali codici normativi italiani per i ponti esistenti, ma consentono un controllo più accurato della sicurezza strutturale. Infatti, il confronto tra le resistenze ottenute attraverso la proposta sviluppata all'interno di questa tesi e quelle ottenute applicando le attuali Linee Guida per la valutazione della sicurezza dei ponti esistenti mostra che le probabilità di superamento della verifica, $R_d \geq S_d$, per ponti ritenuti affidabili, risultano essere sostanzialmente paragonabili. Invece, ciò che sembra più vantaggioso è l'utilizzo del nuovo approccio per la verifica di un ponte ritenuto non affidabile, in quanto si permetterebbe un maggiore controllo della verifica, riducendo la probabilità di permettere a un ponte di scarsa qualità di superare la verifica.

Infine, l'insieme delle analisi svolte e la combinazione di metodologie avanzate, strumenti tecnologici e modelli calibrati dimostrano l'importanza di approcci integrati e basati su dati per la gestione e la valutazione dell'affidabilità dei ponti esistenti.



Appendice

Nella presente appendice sono raccolti gli annessi e i materiali di supporto relativi ai capitoli descritti nella tesi. Tali contenuti integrativi forniscono ulteriori dettagli metodologici, dati e risultati che completano e approfondiscono quanto discusso nel testo principale del lavoro.

7.1 Validazione del modello agli elementi finiti per l'autorizzazione al transito degli ETV

In figura successiva si riporta una delle possibili schematizzazioni delle condizioni di transito non esclusivo, sia nel caso di transito combinato con il carico da NTC18, Figura 7.1(a), sia nel caso con il carico da 440 kN, Figura 7.1(b).

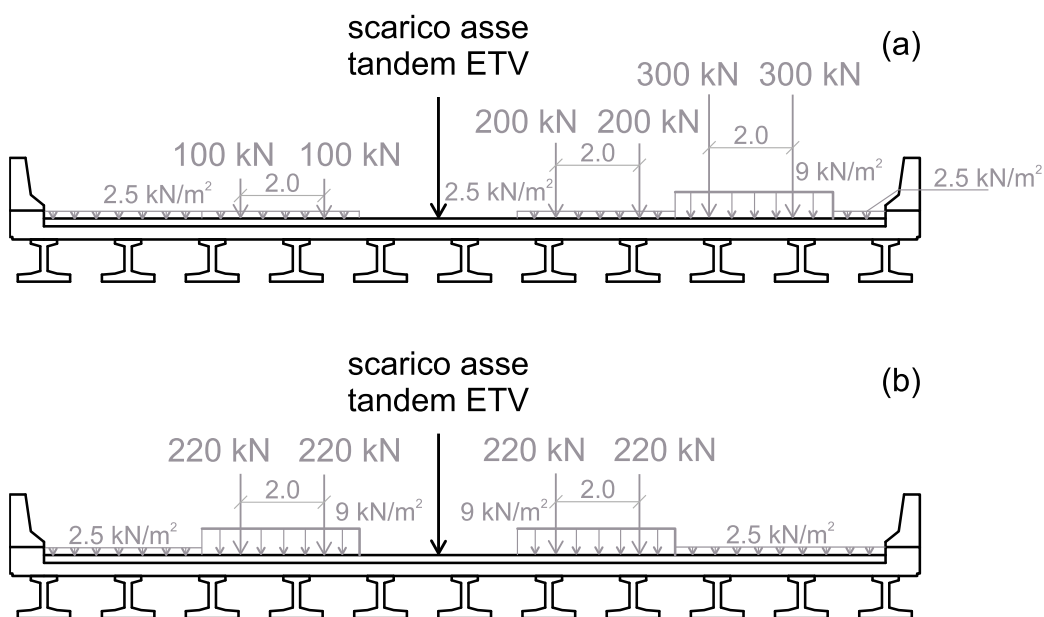


Figura 7.1. Disposizione dei carichi sulla sezione trasversale dell'impalcato del ponte caso studio: in (a) viene rappresentata la condizione di transito combinato con il carico da NTC18 e in (b) quella con il carico da 440 kN.

In Figura 7.2 si può osservare la linea di influenza del taglio in una sezione prossima all'appoggio, corrispondente alla stessa *lane* della trave 6 mostrata in Figura 1.4(b).

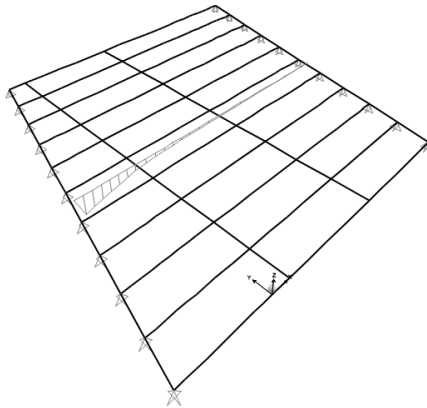


Figura 7.2. Linea di influenza del taglio dovuta al transito dell'ETV in modalità esclusiva.

7.2 Descrizione dei codici del dataset WIM

Il dataset è fornito in due formati alternativi: file MATHWORKS MATLAB® (con estensione *.mat) e file di testo delimitati da virgole (con estensione *.csv). Per rendere le dimensioni dei file più gestibili, si è deciso di suddividere i dati in dodici file, ciascuno corrispondente a un mese di registrazioni WIM. Ogni file contiene una tabella, a cui corrisponde una riga contenente la registrazione del transito di un singolo veicolo. Le intestazioni di colonna, che indicano il tipo di informazione contenuta, sono elencate e spiegate di seguito:

- *DeviceDescription*: identificativo di un dispositivo WIM specifico, con una lista completa dei valori possibili riportata in Figura 2.1;
- *MeasureDate*: data (in formato anno/mese/giorno) e ora della registrazione del passaggio del veicolo;
- *Outcomes*: tipo di qualità della registrazione, con valori possibili OK o NL (§2.1);
- *Weight*: peso del veicolo in kilo-Newton [kN], arrotondato al valore intero più vicino;
- *Length*: lunghezza del veicolo, misurata come distanza tra il primo e l'ultimo asse, in metri [m];
- *AxleNumber*: numero di assi del veicolo;
- *VehicleMeanWidth*: larghezza media del veicolo in metri [m];
- *MinAxleDistance*: distanza minima tra gli assi del veicolo, in metri [m];
- *MeanDistance*: distanza media tra assi consecutivi del veicolo, in metri [m];
- *AxleLoad_i*: carico trasmesso dall'*i*-esimo asse del veicolo ($i = 1, 2, \dots, 10$) registrato dal sistema WIM in kilo-Newton [kN]. I valori pari a zero indicano che il veicolo non presenta assi in loro corrispondenza;
- *MultipleAxleLoad*: vettore di definizione del tipo di raggruppamento degli assi. Il simbolo numerico "1" indica un asse singolo, "2" indica un asse che fa parte di un sistema tandem, e "3" un asse che fa parte di un sistema tridem, anch'essi definiti secondo le prescrizioni del CdS [8], mentre i simboli numerici da "4" a "7" indicano assi che fanno parte di un sistema multi-asse con quattro, cinque, sei e sette assi. L'*i*-esimo elemento del vettore corrisponde alla colonna *AxleLoad_i*. Ad esempio, il vettore [1 2 2 2 2 0 0 0 0 0] indica un

veicolo a cinque assi, con un primo asse, chiamato asse di sterzo, singolo e due coppie di assi tandem, mentre il vettore [1 3 3 3 1 2 2 0 0 0] corrisponderebbe a un veicolo a sette assi, con un asse di sterzo singolo, tre assi raggruppati in un sistema tridem, seguiti da un asse singolo e quindi, ancora, un asse tandem.

Si noti che nei campi in cui sono stati classificati i dati sopra indicati, tutte le misure di lunghezza sono state arrotondate al centimetro più vicino e il peso lordo del veicolo è stato arrotondato al valore intero più vicino in kilo-Newton. Sebbene i valori dei carichi sugli assi siano riportati in kilo-Newton con due cifre decimali, si precisa che il sistema WIM in questione è certificato per fornire i carichi sugli assi entro il 10% del loro valore statico.

7.3 Distribuzioni empiriche supplementari a supporto dello strumento semplificato di simulazione

In questa sezione si riportano le distribuzioni empiriche elaborate e fornite come dati in ingresso alla procedura di simulazione.

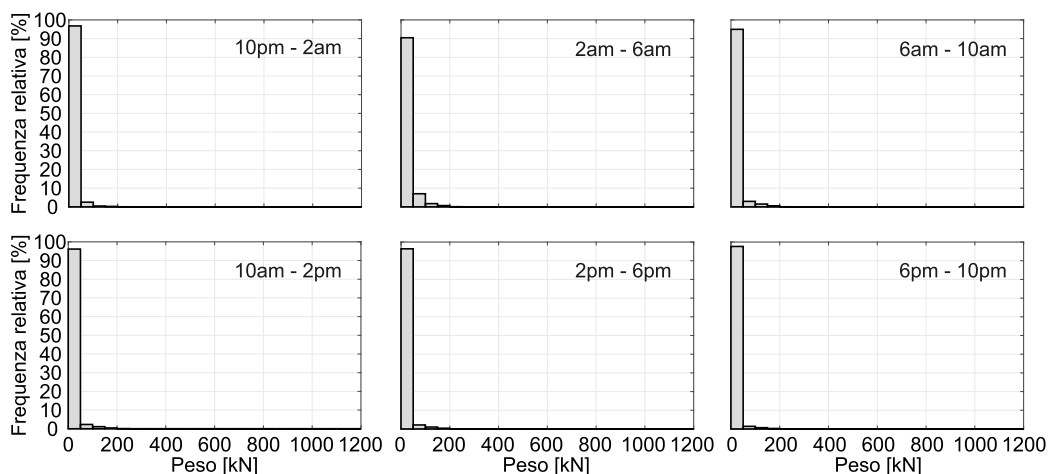


Figura 7.3. Distribuzioni dei pesi della categoria 1, per ciascuna fascia oraria.

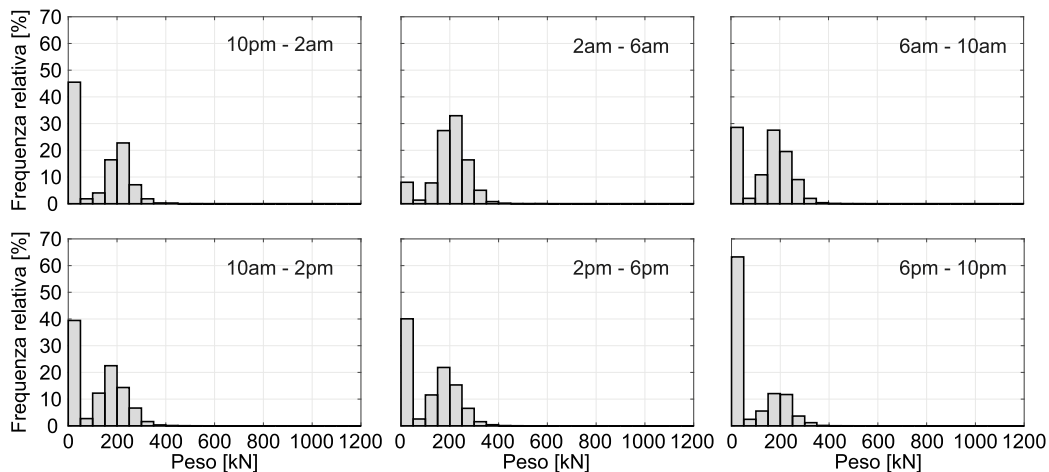


Figura 7.4. Distribuzioni dei pesi della categoria 2, per ciascuna fascia oraria.

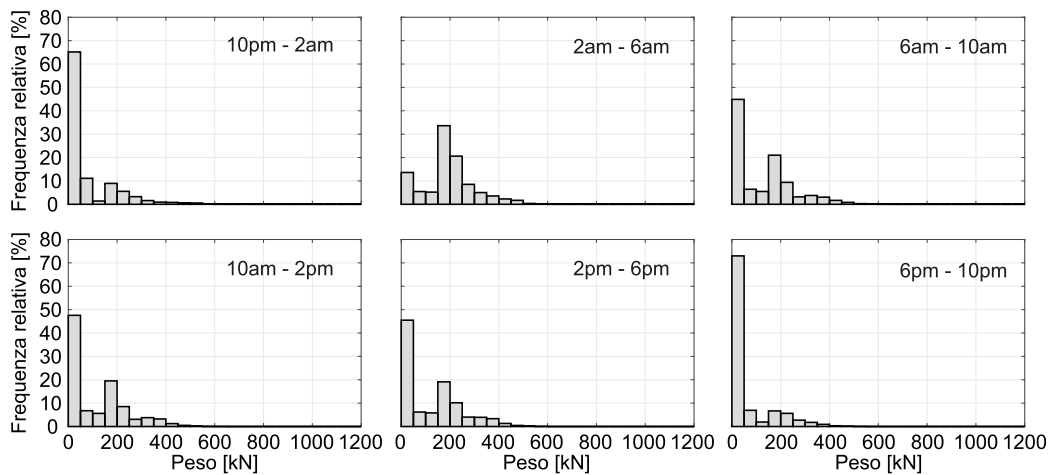


Figura 7.5. Distribuzioni dei pesi della categoria 3, per ciascuna fascia oraria.

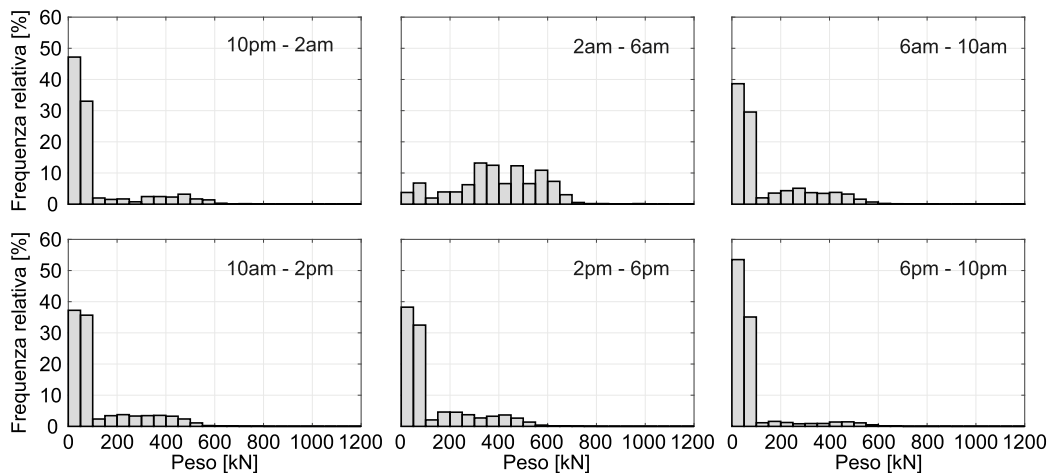


Figura 7.6. Distribuzioni dei pesi della categoria 5, per ciascuna fascia oraria.

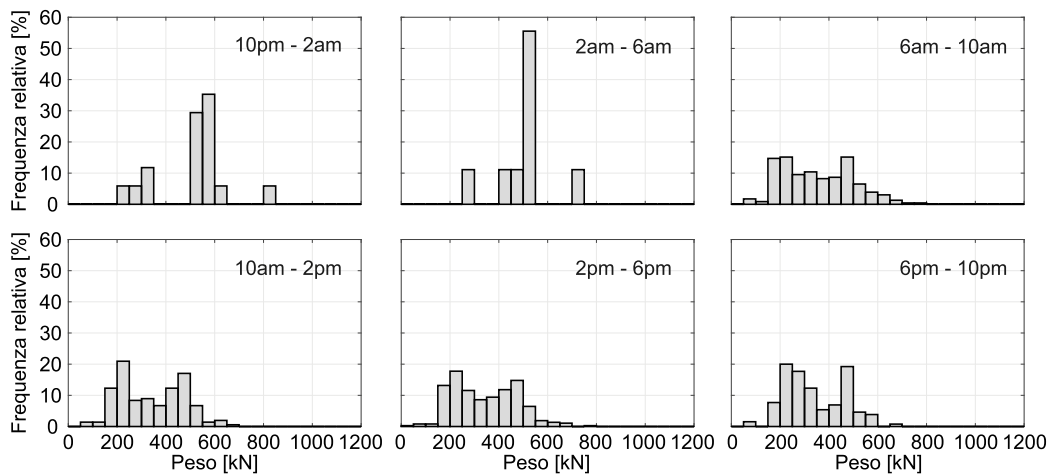


Figura 7.7. Distribuzioni dei pesi della categoria 6, per ciascuna fascia oraria.

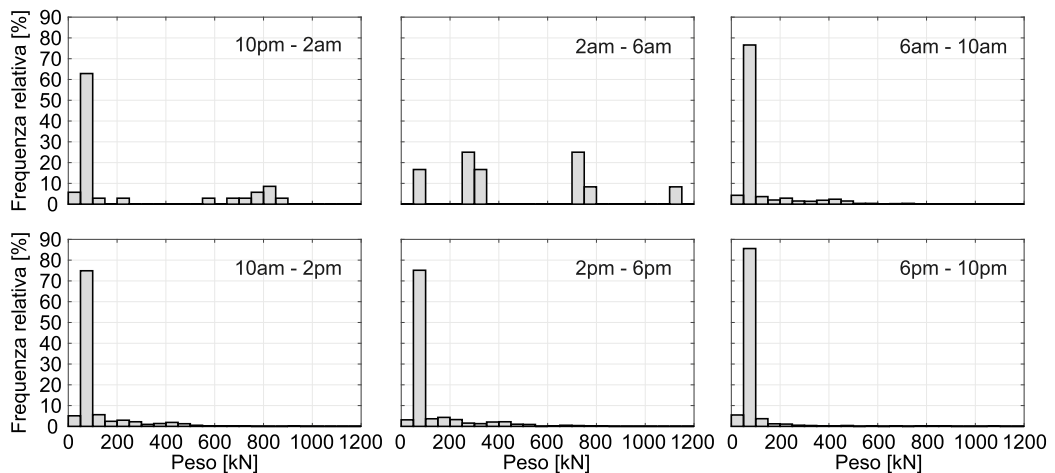


Figura 7.8. Distribuzione dei pesi della categoria 7, per ciascuna fascia oraria.

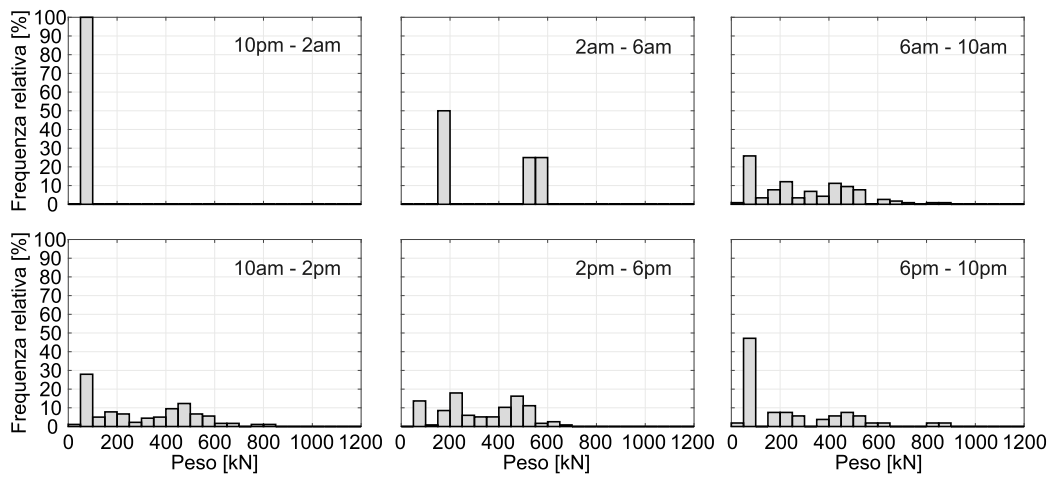


Figura 7.9. Distribuzioni dei pesi della categoria 8, per ciascuna fascia oraria.

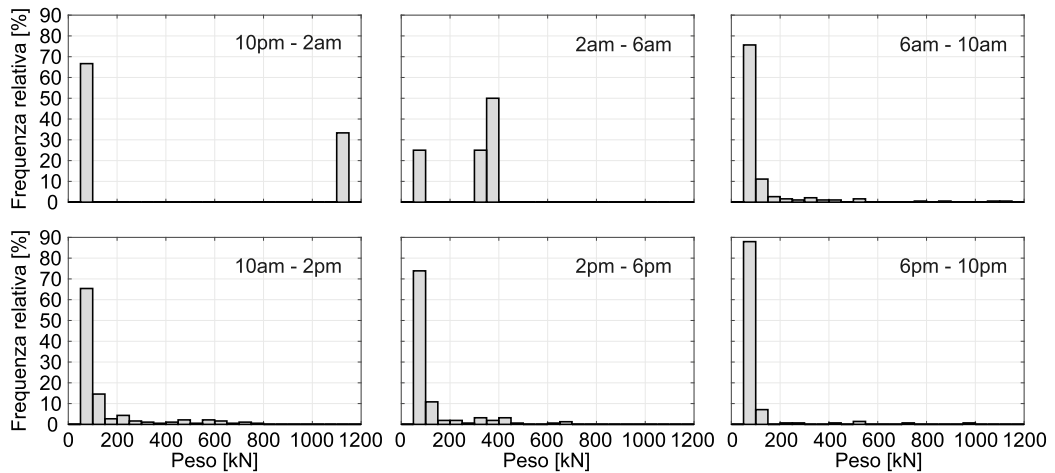


Figura 7.10. Distribuzione dei pesi della categoria 9, per ciascuna fascia oraria.

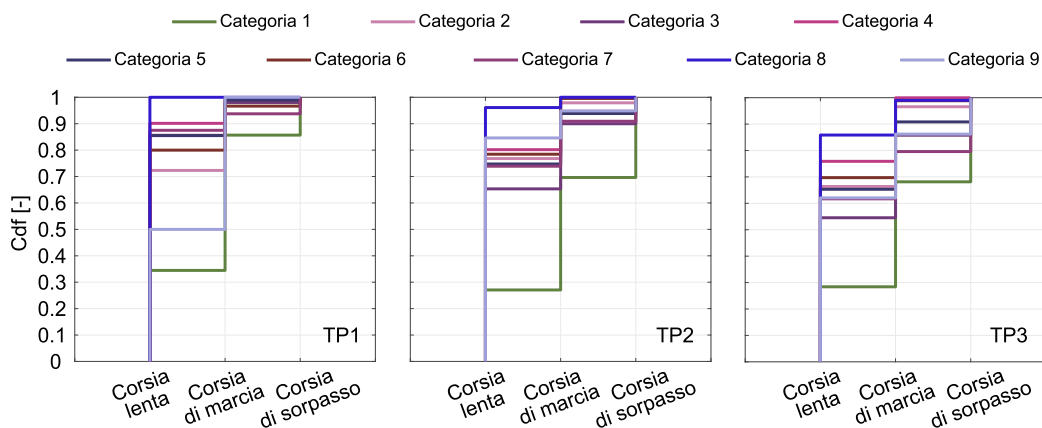


Figura 7.11. Distribuzione delle corsie di marcia, data la categoria e le tre fasce orarie.

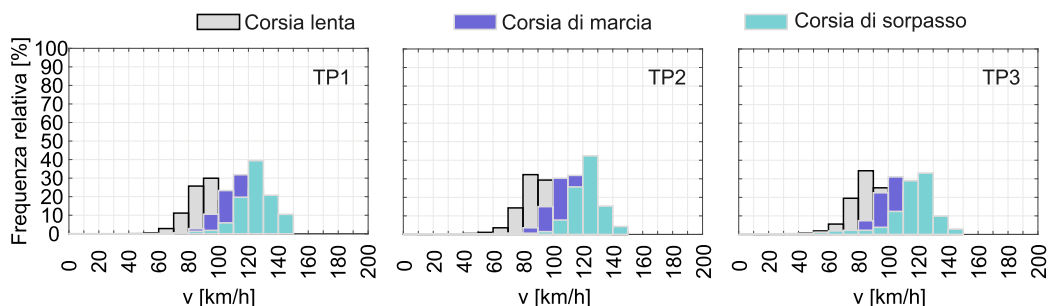


Figura 7.12. Distribuzione della velocità date la categoria 1, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

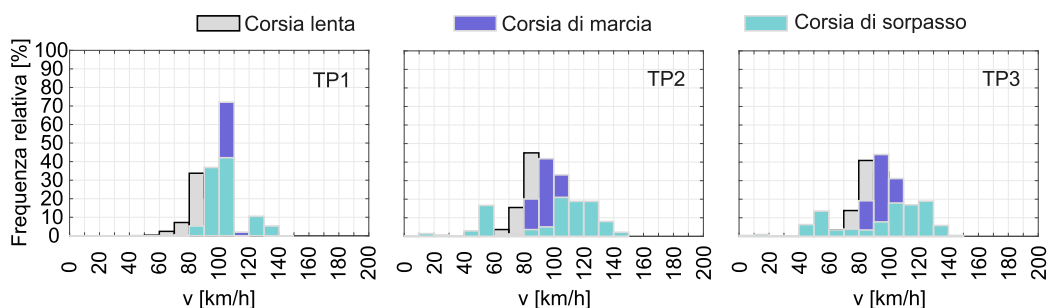


Figura 7.13. Distribuzione della velocità date la categoria 2, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

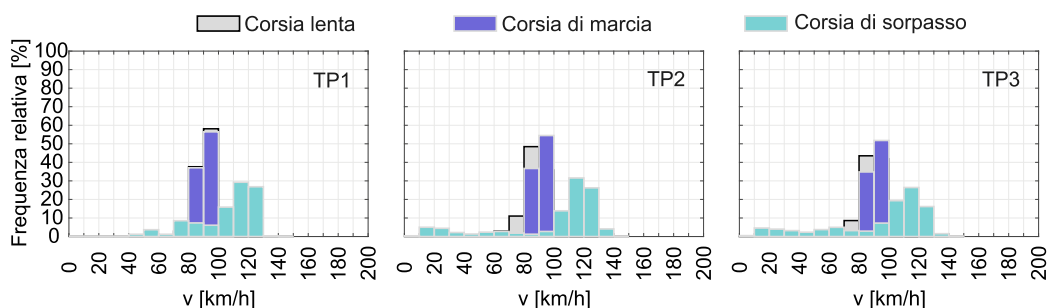


Figura 7.14. Distribuzione della velocità date la categoria 3, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

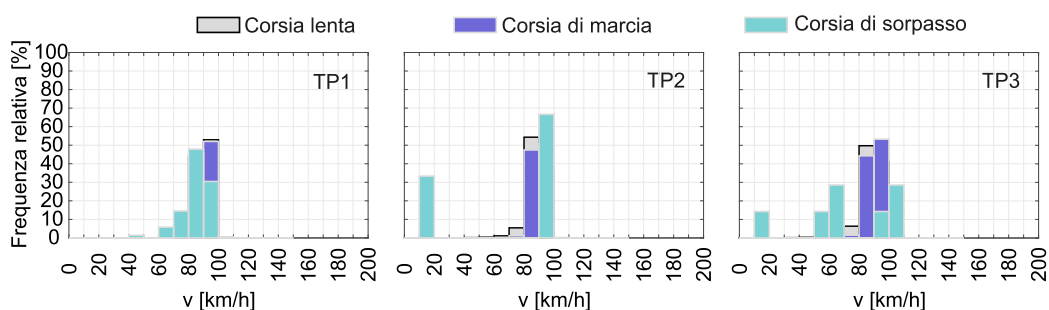


Figura 7.15. Distribuzione della velocità date la categoria 4, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

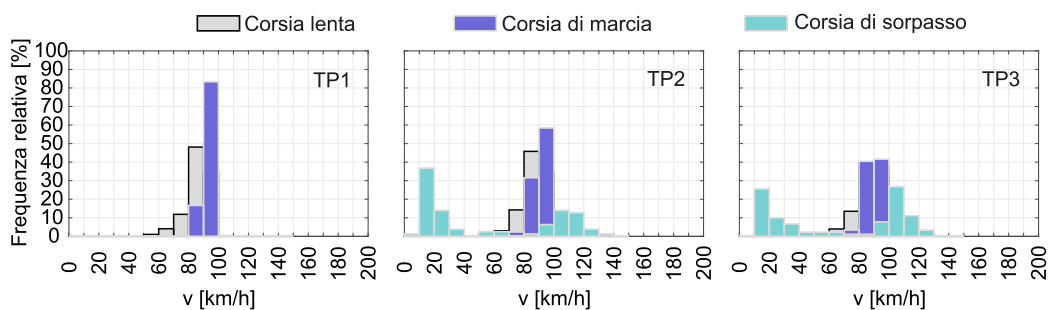


Figura 7.16. Distribuzione della velocità date la categoria 5, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

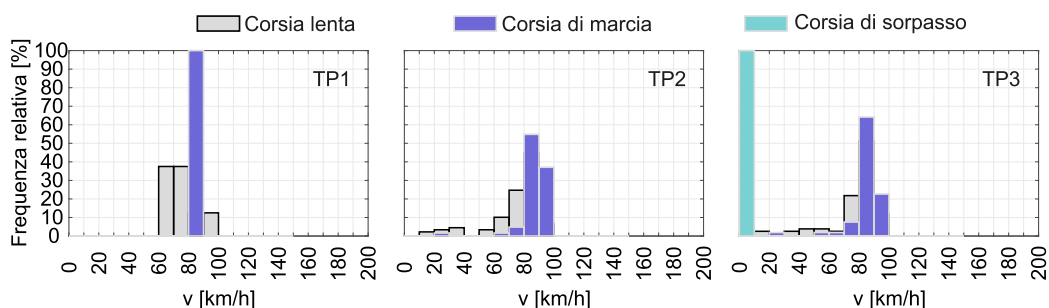


Figura 7.17. Distribuzione della velocità date la categoria 6, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

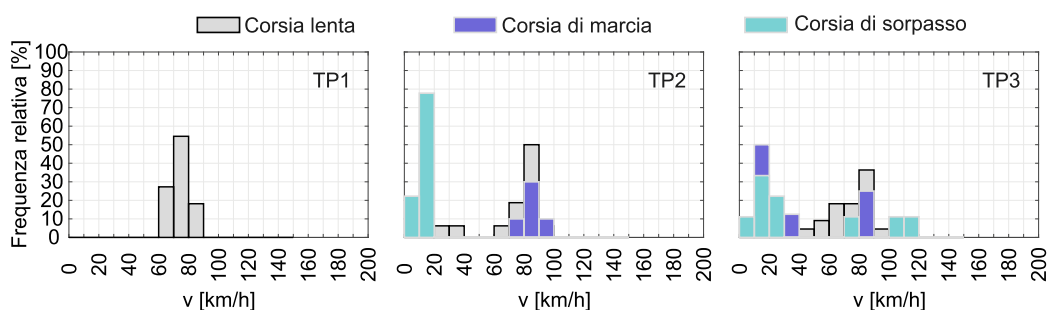


Figura 7.18. Distribuzione della velocità date la categoria 7, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

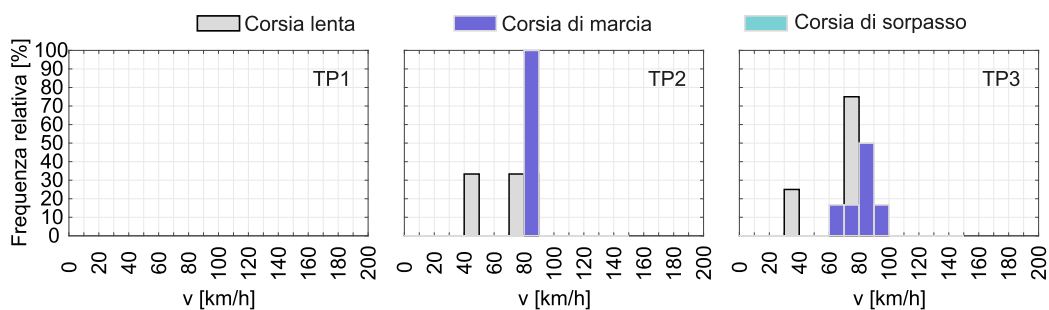


Figura 7.19. Distribuzione della velocità date la categoria 8, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

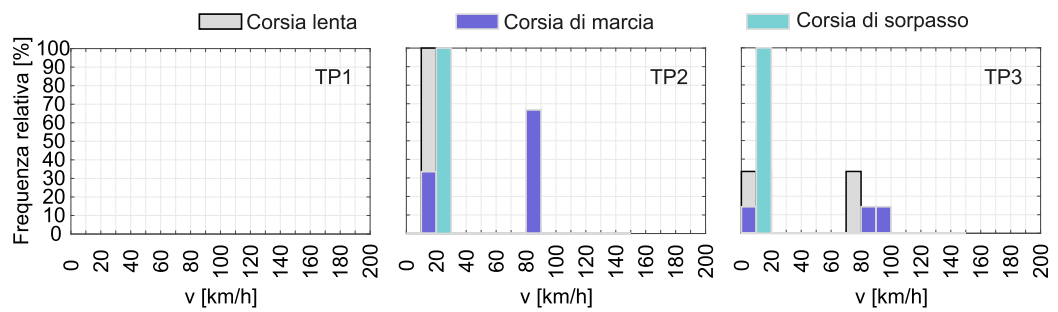


Figura 7.20. Distribuzione della velocità date la categoria 9, le corsie e le fasce orarie TP1, TP2 e TP3.

7.4 Esiti della stima della deviazione standard

La scelta del metodo ricadente nel caso 1 tra quelli descritti al §5.2.2, è motivata dagli esiti delle stime della deviazione standard riportate in Tabella 7.1.

Infatti, considerato che $(n - 1) \cdot s^2 / \sigma^2$ si distribuisce come una χ^2 con $n - 1$ gradi di libertà, si può calcolare, determinati i quantili di ordine 0.05 e 0.95 del rapporto s/σ (nelle colonne a sfondo verde, nel caso di campionamento da popolazione gaussiana), una probabilità pari a 0.05 che $s/\sigma < 0.063$ e una probabilità pari a 0.95 che $s/\sigma > 1.96$, in riferimento a $n = 2$. In questo modo si osserva una sottostima nel primo caso, e una sovrastima nel secondo, del vero valore della σ . Dato che i valori normalmente utilizzati per σ sono ritenuti potersi discostare da quelli veri non più del 20%, si può quindi concludere che utilizzare la stima di σ , in luogo di quelli utilizzati normalmente nella pratica, non comporta vantaggi dal punto di vista della precisione computazionale.

Tabella 7.1. Rapporti s/σ .

n	$\chi^2(0.05)$	$\chi^2(0.95)$	$\chi^2(0.05)/gl$	$\chi^2(0.95)/gl$	$\sqrt{\chi^2(0.05)/gl}$	$\sqrt{\chi^2(0.95)/gl}$
2	0.004	3.841	0.004	3.841	0.063	1.960
5	0.711	9.488	0.178	2.372	0.422	1.540
7	1.635	12.592	0.273	2.099	0.522	1.449
10	3.325	16.919	0.369	1.880	0.608	1.371
20	10.117	30.144	0.532	1.587	0.730	1.260
30	17.708	42.557	0.611	1.467	0.781	1.211

7.5 Probabilità di esito positivo della verifica di sicurezza secondo le LL.GG.2020

In questa sezione si riporta il calcolo delle probabilità di esito positivo della verifica di sicurezza da comparare con i risultati riportati dalla Tabella 5.18 alla Tabella 5.32. Per la determinazione delle resistenze di progetto si usa una riscrittura della equazione (7.1), come di seguito:

$$R_{LLGG} = \min \left(\frac{e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(f_i)}}{\gamma_M}; e^{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(f_i) - \frac{s_{\ln f, i}}{\sqrt{n}} - 1.645 \cdot s_{\ln f, i}} \right). \quad (7.1)$$

Tali resistenze di progetto sono state utilizzate per verificare l'espressione (7.2) e calcolate in simulazione, in cui f_i è la generica resistenza desunta e $s_{\ln f, i}$ è la stima della deviazione standard della distribuzione della resistenza del materiale della i -esima simulazione. I valori dei fattori parziali di sicurezza dei materiali sono pari a $\gamma_M = 1.26$ per il calcestruzzo e $\gamma_M = 1.10$ per l'acciaio.

$$R_{LLGG} \geq S_d = e^{\mu_{\ln S} - \alpha_S \cdot \beta_c \cdot \sigma_{\ln S}}. \quad (7.2)$$

Dai risultati riportati in tutte le tabelle successive emerge che, secondo il criterio di definizione di ponti affidabili ($\beta \geq 2.8$) e non affidabile ($\beta \leq \beta_c = 2.3$), l'applicazione delle LL.GG.2020 per la valutazione delle resistenze di progetto nelle verifiche di sicurezza, conduce a risultati fallaci, secondo i criteri discussi al §5.5.1.

Caso $\sigma_{\ln S} = 0.15$, calcestruzzo

Tabella 7.2. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\ln f} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.117	0.376	0.483	0.585	0.674	0.748	0.923
5	0.044	0.397	0.576	0.731	0.841	0.910	0.996
15	0.003	0.447	0.768	0.940	0.989	0.998	1.000
30	0.000	0.464	0.877	0.991	1.000	1.000	1.000

Tabella 7.3. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{\ln f} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.235	0.435	0.500	0.561	0.617	0.667	0.830
5	0.146	0.417	0.514	0.604	0.684	0.753	0.949
15	0.069	0.478	0.638	0.771	0.870	0.933	1.000
30	0.033	0.555	0.761	0.896	0.965	0.991	1.000

Tabella 7.4. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.301	0.457	0.506	0.551	0.593	0.631	0.778
5	0.183	0.379	0.452	0.522	0.591	0.655	0.885
15	0.078	0.350	0.478	0.608	0.724	0.819	0.993
30	0.031	0.353	0.541	0.717	0.853	0.935	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.15$, acciaio

Tabella 7.5. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.045$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.001	0.045	0.116	0.237	0.397	0.564	0.930
5	0.000	0.006	0.042	0.174	0.425	0.688	0.997
15	0.000	0.000	0.003	0.095	0.533	0.911	1.000
30	0.000	0.000	0.000	0.041	0.615	0.986	1.000

Tabella 7.6. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.008	0.103	0.183	0.286	0.404	0.516	0.851
5	0.000	0.030	0.093	0.215	0.381	0.551	0.964
15	0.000	0.002	0.026	0.154	0.423	0.699	1.000
30	0.000	0.000	0.006	0.120	0.486	0.830	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.25$, calcestruzzo

Tabella 7.7. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.040	0.290	0.427	0.565	0.684	0.774	0.950
5	0.005	0.255	0.483	0.701	0.851	0.930	0.999
15	0.000	0.194	0.610	0.917	0.991	0.999	1.000
30	0.000	0.123	0.690	0.983	1.000	1.000	1.000

Tabella 7.8. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.130	0.353	0.441	0.521	0.596	0.661	0.855
5	0.045	0.301	0.425	0.546	0.655	0.745	0.968
15	0.005	0.281	0.491	0.687	0.836	0.927	1.000
30	0.000	0.281	0.574	0.816	0.945	0.989	1.000

Tabella 7.9. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.199	0.381	0.445	0.505	0.559	0.608	0.789
5	0.083	0.279	0.362	0.450	0.535	0.617	0.899
15	0.014	0.189	0.320	0.475	0.631	0.766	0.996
30	0.001	0.137	0.310	0.535	0.747	0.893	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.25$, acciaio

Tabella 7.10. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.045$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.000	0.102	0.297	0.554	0.752	0.862	0.993
5	0.000	0.033	0.262	0.674	0.902	0.975	1.000
15	0.000	0.002	0.226	0.898	0.997	1.000	1.000
30	0.000	0.000	0.175	0.982	1.000	1.000	1.000

Tabella 7.11. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.003	0.153	0.307	0.484	0.637	0.748	0.962
5	0.000	0.066	0.244	0.501	0.722	0.864	1.000
15	0.000	0.011	0.194	0.622	0.906	0.989	1.000
30	0.000	0.001	0.170	0.749	0.982	1.000	1.000

Caso $\sigma_{ins} = 0.35$, calcestruzzo

Tabella 7.12. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.10$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.020	0.300	0.477	0.643	0.769	0.850	0.978
5	0.001	0.270	0.566	0.806	0.926	0.972	1.000
15	0.000	0.219	0.753	0.978	0.999	1.000	1.000
30	0.000	0.152	0.862	0.999	1.000	1.000	1.000

Tabella 7.13. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.15$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.084	0.339	0.447	0.547	0.635	0.708	0.900
5	0.018	0.281	0.435	0.585	0.709	0.807	0.990
15	0.001	0.249	0.508	0.743	0.896	0.968	1.000
30	0.000	0.236	0.597	0.871	0.978	0.998	1.000

Tabella 7.14. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.20$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.146	0.355	0.432	0.505	0.571	0.630	0.829
5	0.045	0.246	0.345	0.452	0.555	0.652	0.942
15	0.003	0.145	0.291	0.477	0.666	0.816	0.999
30	0.000	0.089	0.269	0.539	0.788	0.933	1.000

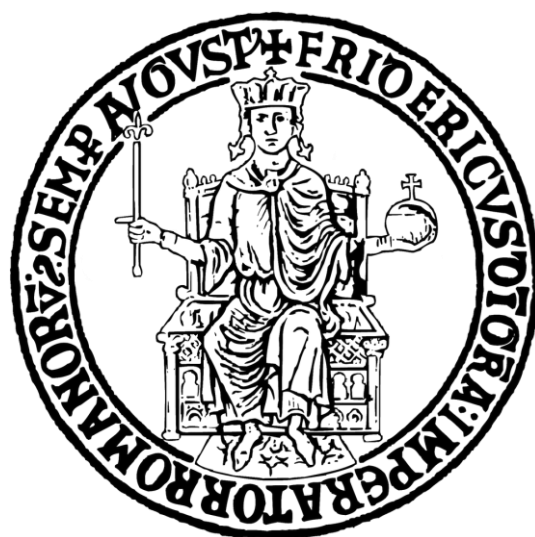
Caso $\sigma_{inS} = 0.35$, acciaio

Tabella 7.15. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.045$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.000	0.261	0.604	0.826	0.916	0.961	1.000
5	0.000	0.209	0.744	0.954	0.994	1.000	1.000
15	0.000	0.140	0.950	1.000	1.000	1.000	1.000
30	0.000	0.079	0.996	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabella 7.16. Probabilità di superamento della verifica di sicurezza ($\sigma_{inf} = 0.060$).

n	$\beta = 1.6$	$\beta = 1.9$	$\beta = 2.0$	$\beta = 2.1$	$\beta = 2.2$	$\beta = 2.3$	$\beta = 2.8$
2	0.002	0.269	0.508	0.700	0.814	0.885	0.995
5	0.000	0.193	0.537	0.802	0.934	0.984	1.000
15	0.000	0.125	0.679	0.965	0.999	1.000	1.000
30	0.000	0.086	0.810	0.998	1.000	1.000	1.000



Bibliografia

1. Biondini, F.; Frangopol, D.M. Life-Cycle Performance of Deteriorating Structural Systems under Uncertainty: Review. *Journal of Structural Engineering* **2016**, *142*, F4016001, doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001544.
2. Biondini, F.; Frangopol, D.M. Life-Cycle Performance of Civil Structure and Infrastructure Systems: Survey. *Journal of Structural Engineering* **2018**, *144*, 6017008, doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001923.
3. CS.LL.PP. CIRCOLARE 14 Febbraio 1962, n.384.
4. *Legge 25 Novembre 1962, n. 1684*;
5. CEN Eurocode 1. Actions on Structures - Part 2: Traffic Loads on Bridges. **2003**.
6. CS.LL.PP. Norme Tecniche per Le Costruzioni. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* **2018**, *42*.
7. CS.LL.PP. Linee Guida per La Classificazione e Gestione Del Rischio, La Valutazione Della Sicurezza e Il Monitoraggio Dei Ponti Esistenti. **2020**.
8. Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti Nuovo Codice Della Strada. *Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana* **1992**.
9. Grella, A.; Testa, G.; Lauro, C.; Baltzopoulos, G.; Lupoi, A.; Iervolino, I. Semi-Automated Transit Authorization of Exceptional Transport Vehicles: Case-Study Application on a Prestressed Concrete Bridge. In Proceedings of the Lecture Notes in Civil Engineering; Springer Science and Business Media Deutschland GmbH, September 2024; Vol. 435 LNCE, pp. 399–412.
10. Iervolino, I.; Baltzopoulos, G.; Vitale, A.; Grella, A.; Bonini, G.; Iannaccone, A. Empirical Distributions of Traffic Loads from One Year of Weigh-in-Motion Data. **2023**, doi:<https://doi.org/10.6084/m9.figshare.c.6347495.v1>.

11. CEN Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization* **2004**.
12. CEN/TC250/SC2 Background to EC2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization* **2021**.
13. Franchin, P.; Baltzopoulos, G.; Biondini, F.; Callisto, L.; Capacci, L.; Carbonari, S.; Cardone, D.; Dall'Asta, A.; Flora, A.; Gorini, D.N.; et al. Seismic Reliability of Italian Code-Conforming Bridges. *Earthq Eng Struct Dyn* **2023**, *52*, 4442–4465, doi:10.1002/eqe.3958.
14. Maurer, R.; Arnold, A.; Müller, M. Auswirkungen Aus Dem Neuen Verkehrslastmodell Nach DIN EN 1991-2/NA Bei Betonbrücken. *Beton- und Stahlbetonbau* **2011**, *106*, 747–759, doi:https://doi.org/10.1002/best.201100052.
15. Rymsza, J. Proposal to Change the Design Load in the Eurocode 1 Based on Loads from Vehicles with a Mass of 60 Tonnes. *Transportation Research Procedia* **2016**, *14*, 4020–4029, doi:https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.499.
16. Marwan, H.; Hainin, M.R.; Warid, M.N.M.; Idham, M.K.; Naqibah, S.N. Evaluation of Vehicle Overloading along Muar-Melaka Road. *IOP Conf Ser Earth Environ Sci* **2019**, *220*, 12017, doi:10.1088/1755-1315/220/1/012017.
17. Jacob, B.; Cottineau, L.-M. Weigh-in-Motion for Direct Enforcement of Overloaded Commercial Vehicles. *Transportation Research Procedia* **2016**, *14*, 1413–1422, doi:https://doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.214.
18. Gnap, J.; Jagelčák, J.; Marienka, P.; Frančák, M.; Vojteková, M. Global Assessment of Bridge Passage in Relation to Oversized and Excessive Transport: Case Study Intended for Slovakia. *Applied Sciences (Switzerland)* **2022**, *12*, doi:10.3390/app12041931.
19. *Technical Conditions TP 103—Excessive and Oversized Transport*, Available Online: https://www.ssc.sk/files/documents/TecHnicke-Predpisy/Tp/Tp103_2021.Zip;

20. MIT *Trasporti in Condizioni Di Eccezionalità*; 2022;
21. Franciosi, V. I Principi Di Reciprocità e Le Linee Di Influenza. In *Scienza delle Costruzioni (Teoria delle Strutture)*; Liguori, Ed.; Napoli, 1979; Vol. III.
22. Cook, R.D.; Malkus, D.S.; Plesha, M.E.; Witt, R.J. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*; John Wiley & Sons Inc, Ed.; Fourth Edition.; 2001;
23. CS.LL.PP. CIRCOLARE 21 Gennaio 2019, n.7. **2019**.
24. CEN Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 3: Assessment and Retrofitting of Buildings. **2005**.
25. AASHTO *Load and Resistance Factor Design, Bridge Design Specifications* ; 2020;
26. Wiśniewski, D.F.; Casas, J.R.; Ghosn, M. Codes for Safety Assessment of Existing Bridges-Current State and Further Development. *Structural Engineering International: Journal of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)* **2012**, 22, 552–561, doi:10.2749/101686612X13363929517857.
27. OBrien, E.J.; Schmidt, F.; Hajializadeh, D.; Zhou, X.Y.; Enright, B.; Caprani, C.C.; Wilson, S.; Sheils, E. A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges. *Structural Safety* **2015**, 53, 44–56, doi:10.1016/j.strusafe.2015.01.002.
28. Testa, G.; Zaccaria, G.; Montanino, M.; Baltzopoulos, G.; Bilotta, A.; Iervolino, I.; Punzo, V. Infrastructure-Level Traffic Micro-Simulation for Probabilistic Analysis of Bridge Loads. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* **2023**, 38, 1217–1235, doi:10.1111/mice.12950.
29. Jacob, B.; O'Brien, E.J. *Weigh-in-Motion of Road Vehicles in Europe - Output of the COST 323 Action and the WAVE Project, in 2nd European Research Conference (EERC '99)*; 1999;
30. Al-Qadi, I.; Wang, H.; Ouyang, Y.; Grimmelsman, K.; Purdy, J. *LTBP Program's Literature Review on Weigh-in-Motion Systems*; 2016;

31. Lydon, M.; Taylor, S.E.; Robinson, D.; Mufti, A.; Brien, E.J.O. Recent Developments in Bridge Weigh in Motion (B-WIM). *J Civ Struct Health Monit* **2016**, *6*, 69–81, doi:10.1007/s13349-015-0119-6.
32. Getachew, A.; O'Brien, E.J. Simplified Site-Specific Traffic Load Models for Bridge Assessment. *Structure and Infrastructure Engineering* **2007**, *3*, 303–311, doi:https://doi.org/10.1080/15732470500424245.
33. Iervolino, I.; Baltzopoulos, G.; Vitale, A.; Grella, A.; Bonini, G.; Iannaccone, A. Empirical Distributions of Traffic Loads from One Year of Weigh-in-Motion Data. *Sci Data* **2023**, *10*, 289, doi:10.1038/s41597-023-02212-0.
34. Grassini, P. L'Autostrada Pompei-Salerno Ed Il Suo Inserimento Nel Paesaggio". . *L'Industria Italiana del Cemento* **1961**, 397–412.
35. Billington, D.P. Deck-Stiffened Arch Bridges of Robert Maillart. *Journal of the Structural Division* **1973**, *99*, 1527–1539, doi:10.1061/jsdeag.0003560.
36. Grassini, P. Grandi Ponti in Cemento Armato Sull'Autostrada Pompei-Salerno. **1957**, *9*, 207–212.
37. Crisci, G.; Ceroni, F.; Lignola, G.P.; Prota, A. Critical Issues in Existing RC Deck Stiffened Arch Bridges under Seismic Actions. *Eng Struct* **2022**, *272*, doi:10.1016/j.engstruct.2022.114980.
38. Guidi PhD Laura Giovanna, F.R.; De Luca Prof., A. Evaluating the Seismic Capacity of an Existing Maillart-Arch-Type Bridge: Case Study of Viadotto Olivieri. *Structural Engineering International* **2023**, *33*, 335–349, doi:10.1080/10168664.2022.2032910.
39. Petruzzelli, F.; Iervolino, I. NODE: A Large-scale Seismic Risk Prioritization Tool for Italy Based on Nominal Structural Performance. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2021**, *19*, 2763–2796, doi:10.1007/s10518-021-01093-1.
40. Calvi, G.M.; Moratti, M.; O'Reilly, G.J.; Scattarreggia, N.; Monteiro, R.; Malomo, D.; Calvi, P.M.; Pinho, R. Once upon a Time in Italy:

The Tale of the Morandi Bridge. *Structural Engineering International* **2019**, 29, 198–217, doi:10.1080/10168664.2018.1558033.

41. Migliorino, P.; Di Nucci, F.; Iannaccone, A.; Bonini, G. *Il Progetto “Monitoraggio Overload” Su Tratta Con Pese Dinamiche*; 2021;
42. Caussignac, J.M.; Rougier, J.C. *Fiber Optic WIM Sensors and Optoelectronic Systems—Preliminary Test, n Proceedings of the Final Symposium of the Project WAVE* ; 1999;
43. Koniditsiotis, C. *Weigh-in-Motion Technology*; AUSTRROADS publication ; no. AP-R168/00., 2000;
44. Henny, R. *Quality Assurance System for European WIM Database. in WIM of Road Vehicles, Proceedings of the Final Symposium of the Project WAVE (Ed. Jacob, B.)*; Hermes, 1999;
45. *Federal Highway Administration. Federal Highway Administration Traffic Monitoring Guide.*; 2022;
46. Lu, Q.; Harvey, J.; Le, T.; Lea, J.; Quinley, R.; Redo, D.; Avis, J. *Truck Traffic Analysis Using Weigh-In-Motion (WIM) Data in California*; 2002;
47. Calgaro, J. Loads on Bridges. *Progress in Structural Engineering and Materials* **1998**, 1, 452–461, doi:10.1002/pse.2260010415.
48. O'Connor, A.J.; Jacob, B.; Paris, L.; O'Brien, F.E.J. *Effects of Traffic Loads on Road Bridges - Preliminary Studies for the Recalibration of the Traffic Load Model for Eurocode 1 Part 3. in 2nd European Conference on Weigh-in-Motion of Road Vehicles*; 1998;
49. Mathieu, M.; Calgaro, J.A.; Prat, M. ENV 1991-3 Traffic Loads on Bridges: Background and Notes for Guidance. **1994**.
50. Dawe, P. *Research Perspectives: Traffic Loading on Highway Bridges*; Research perspectives; Thomas Telford, 2003; ISBN 9780727732415.
51. Wiśniewski, D.F.; Casas, J.R.; Ghosn, M. Codes for Safety Assessment of Existing Bridges—Current State and Further Development. *Structural Engineering International* **2012**, 22, 552–561, doi:10.2749/101686612X13363929517857.

52. OBrien, E.J.; Schmidt, F.; Hajjalizadeh, D.; Zhou, X.-Y.; Enright, B.; Caprani, C.C.; Wilson, S.; Sheils, E. A Review of Probabilistic Methods of Assessment of Load Effects in Bridges. *Structural Safety* **2015**, *53*, 44–56, doi:<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2015.01.002>.
53. Skokandić, D.; Žnidarič, A.; Mandić Ivanković, A.; Kreslin, M. Application of Bridge Weigh-in-Motion Measurements in Assessment of Existing Road Bridges.; Faculty of Civil Engineering, University of Zagreb, December 11 2017; pp. 4.6-1-4.6-8.
54. Nowak, A.S. Live Load Model for Highway Bridges. *Structural Safety* **1993**, *13*, 53–66, doi:[https://doi.org/10.1016/0167-4730\(93\)90048-6](https://doi.org/10.1016/0167-4730(93)90048-6).
55. Moses, Fred. *Calibration of Load Factors for LRFR Bridge Evaluation*; National Academy Press: Washington, D.C., 2001;
56. Getachew, A.; OBrien, E.J. Simplified Site-Specific Traffic Load Models for Bridge Assessment. *Structure and Infrastructure Engineering* **2007**, *3*, 303–311, doi:10.1080/15732470500424245.
57. O'Connor, A.; O'Brien, E.J. Traffic Load Modelling and Factors Influencing the Accuracy of Predicted Extremes. *Canadian Journal of Civil Engineering* **2005**, *32*, 270–278, doi:10.1139/l04-092.
58. COST 323 *Weigh-in-Motion of Road Vehicles: Final Report of the COST 323 Action (WIM – Weigh in Motion of Road Vehicles for Europe)*; 2000;
59. Caprani, C.C. Calibration of a Congestion Load Model for Highway Bridges Using Traffic Microsimulation. *Structural Engineering International* **2012**, *22*, 342–348, doi:10.2749/101686612X13363869853455.
60. Bruls, A.; Croce, P.; Sanpaolesi, L.; Sedlacek, G. ENV1991 – Part 3: Traffic Loads on Bridges: Calibration of Road Load Models for Road Bridges. In *Proceedings of the IABSE Colloquium on Basis of Design and Actions on Structures; Background and Application of Eurocode 1*; Delft, 1996.
61. OBrien, E.J.; Caprani, C.C. *Headway Modelling for Traffic Load Assessment of Short to Medium Span Bridges*;

62. OBrien, E.J.; Enright, B. Modeling Same-Direction Two-Lane Traffic for Bridge Loading. *Structural Safety* **2011**, *33*, 296–304, doi:<https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.04.004>.
63. Enright, B.; O'Brien, E.J. Monte Carlo Simulation of Extreme Traffic Loading on Short and Medium Span Bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* **2013**, *9*, 1267–1282, doi:[10.1080/15732479.2012.688753](https://doi.org/10.1080/15732479.2012.688753).
64. Celati, S.; Natali, A.; Salvatore, W. Traffic Models for Italian Provincial Roads. In Proceedings of the IABSE CONGRESS GHENT 2025 The Essence of Structural Engineering for Society; IABSE Jungholzstrasse 28 8050 Zurich SWITZERLAND: Ghent, Belgium, 2025.
65. Michel, G.; Fred, M. Markov Renewal Model for Maximum Bridge Loading. *J Eng Mech* **1985**, *111*, 1093–1104, doi:[10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1985\)111:9\(1093\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1985)111:9(1093)).
66. Kingman, J.F.C. *Poisson Processes*; Oxford University Press: Oxford, 1993; ISBN 0-19-853367-1.
67. Rubinstein, R.Y.; Kroese, D.P. *Simulation and the Monte Carlo Method*; 3rd ed.; John Wiley & Sons, 2017;
68. Courbon, J. Calcul Des Ponts à Poutres Multiples Solidarisées Par Des Entretoises. *Annales des Ponts et Chaussées* **1940**, *11–12*, 293.
69. Jin, X.; Han, J. K-Medoids Clustering. In *Encyclopedia of Machine Learning*; Sammut, C., Webb, G.I., Eds.; Springer US: Boston, MA, 2010; pp. 564–565 ISBN 978-0-387-30164-8.
70. Arora, P.; Deepali; Varshney, S. Analysis of K-Means and K-Medoids Algorithm For Big Data. *Procedia Comput Sci* **2016**, *78*, 507–512, doi:<https://doi.org/10.1016/j.procs.2016.02.095>.
71. MacQueen, J. ~B. Some Methods for Classification and Analysis of Multivariate Observations. In *Proceedings of the Fifth Berkeley Symposium on Mathematical Statistics and Probability*; University of California Press: Berkeley, CA, 1967; Vol. 1, pp. 281–297.

72. Cardone, D.; Perrone, G.; Sofia, S. A Performance-Based Adaptive Methodology for the Seismic Evaluation of Multi-Span Simply Supported Deck Bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering* **2011**, *9*, 1463–1498, doi:10.1007/s10518-011-9260-8.
73. Borzi, B.; Ceresa, P.; Franchin, P.; Noto, F.; Calvi, G.M.; Pinto, P.E. Seismic Vulnerability of the Italian Roadway Bridge Stock. *Earthquake Spectra* **2015**, *31*, 2137–2161, doi:10.1193/070413EQS190M.
74. Pinto, P.E.; Franchin, P. Issues in the Upgrade of Italian Highway Structures. *Journal of Earthquake Engineering* **2010**, *14*, 1221–1252, doi:10.1080/13632461003649970.
75. The MathWorks Inc. MATLAB 2023.
76. Brady, S.P.; O'Brien, E.J. Effect of Vehicle Velocity on the Dynamic Amplification of Two Vehicles Crossing a Simply Supported Bridge. *Journal of Bridge Engineering* **2006**, *11*, 250–256, doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2006)11:2(250).
77. Broquet, C.; Bailey, S.F.; Fafard, M.; Brühwiler, E. Dynamic Behavior of Deck Slabs of Concrete Road. *Journal of Bridge Engineering* **2004**, *9*, 137–146, doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:2(137).
78. Senthilvasan, J.; Brameld, G.H.; Thambiratnam, D.P. Bridge–Vehicle Interaction in Curved Box Girder Bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* **1997**, *12*, 171–182, doi:https://doi.org/10.1111/0885-9507.00054.
79. Dahlberg, T. Vehicle-Bridge Interaction. *Vehicle System Dynamics* **1984**, *13*, 187–206, doi:10.1080/00423118408968775.
80. Kim, C.W.; Kawatani, M.; Kim, K.B. Three-Dimensional Dynamic Analysis for Bridge–Vehicle Interaction with Roadway Roughness. *Comput Struct* **2005**, *83*, 1627–1645, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.12.004.
81. Li, H.; Wekezer, J.; Kwasniewski, L. Dynamic Response of a Highway Bridge Subjected to Moving Vehicles. *Journal of Bridge*

Engineering **2008**, 13, 439–448, doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:5(439).

82. Tan, G.H.; Brameld, G.H.; Thambiratnam, D.P. Development of an Analytical Model for Treating Bridge-Vehicle Interaction. *Eng Struct* **1998**, 20, 54–61, doi:https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00051-5.
83. Dimitrakopoulos, E.G.; Zeng, Q. A Three-Dimensional Dynamic Analysis Scheme for the Interaction between Trains and Curved Railway Bridges. *Comput Struct* **2015**, 149, 43–60, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2014.12.002.
84. Zhu, Z.; Gong, W.; Wang, L.; Li, Q.; Bai, Y.; Yu, Z.; Harik, I.E. An Efficient Multi-Time-Step Method for Train-Track-Bridge Interaction. *Comput Struct* **2018**, 196, 36–48, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2017.11.004.
85. Guo, W.W.; Xia, H.; De Roeck, G.; Liu, K. Integral Model for Train-Track-Bridge Interaction on the Sesia Viaduct: Dynamic Simulation and Critical Assessment. *Comput Struct* **2012**, 112–113, 205–216, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.09.001.
86. Majka, M.; Hartnett, M. Effects of Speed, Load and Damping on the Dynamic Response of Railway Bridges and Vehicles. *Comput Struct* **2008**, 86, 556–572, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2007.05.002.
87. Ruge, P.; Widarda, D.R.; Schmäzlin, G.; Bagayoko, L. Longitudinal Track–Bridge Interaction Due to Sudden Change of Coupling Interface. *Comput Struct* **2009**, 87, 47–58, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2008.08.012.
88. Majka, M.; Hartnett, M. Dynamic Response of Bridges to Moving Trains: A Study on Effects of Random Track Irregularities and Bridge Skewness. *Comput Struct* **2009**, 87, 1233–1252, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2008.12.004.
89. Yang, Y.-B.; Yau, J.-D. Vehicle-Bridge Interaction Element for Dynamic Analysis. *Journal of Structural Engineering* **1997**, 123, 1512–1518, doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1512).

90. Caprani, C.C.; González, A.; Rattigan, P.H.; OBrien, E.J. Assessment Dynamic Ratio for Traffic Loading on Highway Bridges. *Structure and Infrastructure Engineering* **2012**, *8*, 295–304, doi:10.1080/15732471003667645.
91. González, A.; Rattigan, P.; OBrien, E.J.; Caprani, C. Determination of Bridge Lifetime Dynamic Amplification Factor Using Finite Element Analysis of Critical Loading Scenarios. *Eng Struct* **2008**, *30*, 2330–2337, doi:https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.01.017.
92. Li, Y.; OBrien, E.; González, A. The Development of a Dynamic Amplification Estimator for Bridges with Good Road Profiles. *J Sound Vib* **2006**, *293*, 125–137, doi:https://doi.org/10.1016/j.jsv.2005.09.015.
93. Deng, L.; Yu, Y.; Zou, Q.; Cai, C.S. State-of-the-Art Review of Dynamic Impact Factors of Highway Bridges. *Journal of Bridge Engineering* **2015**, *20*, 4014080, doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000672.
94. Da Silva, J.G.S. Dynamical Performance of Highway Bridge Decks with Irregular Pavement Surface. *Comput Struct* **2004**, *82*, 871–881, doi:https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.02.016.
95. De Risi, R. A Computational Framework for Finite Element Modeling of Traveling Loads on Bridges in Dynamic Regime. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* **2022**, *37*, 470–484, doi:10.1111/mice.12745.
96. Alexander, N.A.; Kashani, M.M. Exploring Bridge Dynamics for Ultra-High-Speed, Hyperloop, Trains. *Structures* **2018**, *14*, 69–74, doi:https://doi.org/10.1016/j.istruc.2018.02.006.
97. Frýba, L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*; Springer Science & Business Media: Dordrecht, 2013; Vol. 1; ISBN 9789401734644.
98. Iervolino, I. *Dinamica Delle Strutture e Ingegneria Sismica. Principi e Applicazioni*; Hoepli: Milano, 2021; ISBN 9788820397203.
99. Stoura, C.D.; Dimitrakopoulos, E.G. A Modified Bridge System Method to Characterize and Decouple Vehicle–Bridge Interaction.

Acta Mech **2020**, 231, 3825–3845, doi:10.1007/s00707-020-02699-3.

100. Billing, J.R. Dynamic Loading and Testing of Bridges in Ontario. *Canadian Journal of Civil Engineering* **1984**, 11, 833–843, doi:10.1139/l84-101.
101. Carey, C. Traffic Loading on Highway Bridges, Dublin Institute of Technology, 2008.
102. Eui-Seung, H.; S, N.A. Simulation of Dynamic Load for Bridges. *Journal of Structural Engineering* **1991**, 117, 1413–1434, doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:5(1413).
103. Bruls, A.; Calgaro, J.; Mathieu, H.; Prat, M. ENV 1991 - Part 3: The Main Models of Traffic Loads on Road Bridges: Background Studies. In Proceedings of the Proceedings of the IABSE Colloquium “Basis of Design and Actions on Structures: Background and Application of Eurocode 1”; for Bridge, I.A., (IABSE), S.E., Eds.; Delft, Netherlands, 1996; pp. 215–228.
104. Cooper, D.I. Development of Short Span Bridge-Specific Assessment Live Loading’, Safety of Bridges, Ed. PC Das 1997.
105. Caprani, C.C.; OBrien, E.J.; McLachlan, G.J. Characteristic Traffic Load Effects from a Mixture of Loading Events on Short to Medium Span Bridges. *Structural Safety* **2008**, 30, 394–404, doi:10.1016/j.strusafe.2006.11.006.
106. James, G. Analysis of Traffic Load Effects on Railway Bridges Using Weigh-in-Motion Data. In Proceedings of the Proceedings of the Fourth International Conference on Weigh-In-Motion (ICWIM4); ICWIM4: Taipei, Taiwan, 2005; p. 12.
107. Castillo, E. *Extreme Value Theory in Engineering*; Academic Press: Boston, 1988;
108. Crespo-Minguilh, C.; Casas, J.R. *A Comprehensive Traffic Load Model for Bridge Safety Checking*; 1997; Vol. 19;.

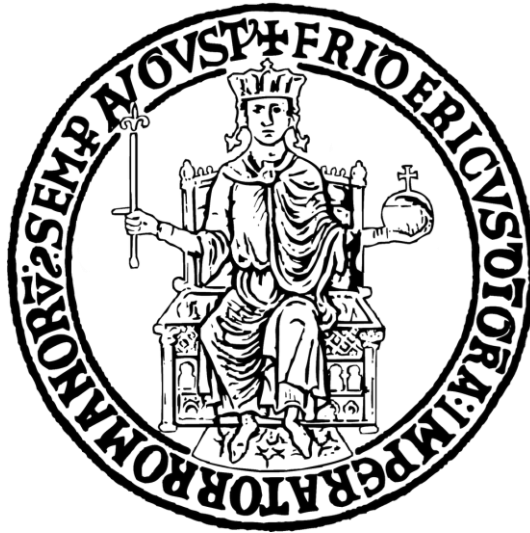
109. Cremona, C. Optimal Extrapolation of Traffic Load Effects. *Structural Safety* **2001**, *23*, 31–46, doi:[https://doi.org/10.1016/S0167-4730\(00\)00024-2](https://doi.org/10.1016/S0167-4730(00)00024-2).
110. Golub, G.H.; Van Loan, C.F. *Matrix Computations*; 4th ed.; Johns Hopkins University Press: Baltimore, 2013;
111. Benjamin, J.R.; Cornell, C.A. *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*; McGraw-Hill: New York, 1970;
112. Baltzopoulos, G.; Guidi, L.G.; Grella, A.; Iervolino, I. Alternative Traffic Load Models for Structural Assessment: Application to a Maillart Arch Bridge. In Proceedings of the ARCH25; Genoa, 2025.
113. Biondini, F.; Baltzopoulos, G.; Cardone, D.; Dall’asta, A.; Damiani, N.; D’angela, D.; D’iorio, A.; Di Salvatore, C.; Franchin, P.; Furiosi, A.; et al. *Affidabilità Sismica Dei Ponti Esistenti*; 2024;
114. Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*; Prentice Hall, 1996;
115. F. Jalayer, C.A.C. Alternative Non-Linear Demand Estimation Methods for Probability-Based Seismic Assessments. *Earthquake Engng Struct. Dyn.* **2009**, *38*, 951–972, doi:10.1002/eqe.876.
116. Spillatura, A.; Kohrangi, M.; Bazzurro, P.; Vamvatsikos, D. Conditional Spectrum Record Selection Faithful to Causative Earthquake Parameter Distributions. *Earthq Eng Struct Dyn* **2021**, *50*, 2653–2671, doi:10.1002/eqe.3465.
117. Lin, T.; Haselton, C.B.; Baker, J.W. Conditional Spectrum-Based Ground Motion Selection. Part I: Hazard Consistency for Risk-Based Assessments. *Earthq Eng Struct Dyn* **2013**, *42*, 1847–1865, doi:10.1002/eqe.2301.
118. McGuire, R.K. Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Design Earthquakes: Closing the Loop. *Bulletin - Seismological Society of America* **1995**, *85*, 1275–1284, doi:10.1016/0148-9062(96)83355-9.
119. Cornell, C.A. Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America* **1968**, *58*, 1583–1606.

120. Iervolino, I. Foreword to the Special Issue for the 2019-2021 RINTC (The Implicit Seismic Risk of Existing Structures) Project. *Journal of Earthquake Engineering* **2024**, 28, 1127–1129, doi:10.1080/13632469.2022.2101233.
121. Baker, J.W.; Lee, C. An Improved Algorithm for Selecting Ground Motions to Match a Conditional Spectrum. *Journal of Earthquake Engineering* **2018**, 22, 708–723, doi:10.1080/13632469.2016.1264334.
122. Franchin, P.; Baltzopoulos, G.; Biondini, F.; Callisto, L.; Capacci, L.; Cardone, D.; Dall'asta, A.; Flora, A.; Gorini, D.N.; Iervolino, I.; et al. Seismic Reliability of Representative Italian Code-Conforming Highway Bridges.
123. Iervolino, I.; Spillatura, A.; Bazzurro, P. Seismic Reliability of Code-Conforming Italian Buildings. *Journal of Earthquake Engineering* **2018**, 22, 5–27, doi:10.1080/13632469.2018.1540372.
124. Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M.H.; Fenves, G.L. OpenSees: Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Earthquake Engineering Research Center, University of California* **2009**.
125. Neuenhofer, A.; Filippou, F.C. Evaluation of Nonlinear Frame Finite-Element Models. *Journal of Structural Engineering* **1997**, 123, 958–966, doi:10.1061/(asce)0733-9445(1997)123:7(958).
126. Ghannoum, W.M.; Moehle, J.P. *Dynamic Collapse Analysis of a Concrete Frame Sustaining Column Axial Failures*; Vol. 109;.
127. Neuenhofer, A.; Filippou, F.C. Geometrically Nonlinear Flexibility-Based Frame Finite Element. *Journal of Structural Engineering* **1998**, 124, 704–711, doi:10.1061/(asce)0733-9445(1998)124:6(704).
128. Fajfar, P. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra* **2000**, 16, 573–592, doi:10.1193/1.1586128.
129. Franchin, P.; Pinto, P.E. Allowing Traffic Over Mainshock-Damaged Bridges. *Journal of Earthquake Engineering* **2009**, 13, 585–599, doi:10.1080/13632460802421326.

130. Kowalsky, M. j; Priestley, M.J.N. Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. *ACI Struct J* **2000**.
131. Priestley, M.J.N.; Calvi, G.M. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*; 1996;
132. Konstantinidis, D.; Kelly, J.M.; Makris, N. *Experimental Investigation on the Seismic Response of Bridge Bearings*;
133. Cardone, D. Displacement Limits and Performance Displacement Profiles in Support of Direct Displacement-Based Seismic Assessment of Bridges. *Earthq Eng Struct Dyn* **2014**, 43, 1239–1263, doi:10.1002/eqe.2396.
134. Caltrans, S. of C.D. of T. *Seismic Design Criteria Version 2.0*; 2019;
135. Gorini, D.N.; Callisto, L.; Whittle, A.J. An Inertial Macroelement for Bridge Abutments. *Geotechnique* **2022**, 72, 247–259, doi:10.1680/jgeot.19.P.397.
136. Gorini, D.N.; Callisto, L.; Whittle, A.J.; Sessa, S. A Multiaxial Inertial Macroelement for Bridge Abutments. *Int J Numer Anal Methods Geomech* **2023**, 47, 793–816, doi:10.1002/nag.3493.
137. Gorini, D.N.; Whittle, A.J.; Callisto, L. Ultimate Limit States of Bridge Abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **2020**, 146, doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002283.
138. Cornell, C.A.; Krawinkler, H. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. *PEER News* **2000**, 3, 1–3.
139. Baraschino, R.; Baltzopoulos, G.; Iervolino, I. R2R-EU: Software for Fragility Fitting and Evaluation of Estimation Uncertainty in Seismic Risk Analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **2020**, 132, 106093, doi:10.1016/j.soildyn.2020.106093.
140. Baltzopoulos, G.; Grella, A.; Iervolino, I. Seismic Reliability Implied by Behavior-Factor-Based Design. *Earthq Eng Struct Dyn* **2021**, 1–21, doi:10.1002/eqe.3546.
141. Thoft-Christensen, P.; Baker, M.J. *Structural Reliability Theory and Its Applications*; 1st ed.; Springer Berlin, Heidelberg, 2011;

142. Nowak, A.S.; Collins, K.R. *Reliability of Structures*; 2nd ed.; 2013;
143. CEN *Eurocode 0: Basis of Structural Design*; 2002;
144. Melchers, R.E.; Beck, A.T. *Structural Reliability Analysis and Prediction*; John Wiley & Sons Ltd, 2018; ISBN 9781119266075.
145. Grella, A.; Giorgio, M.; Noto, F.; Franchin, P.; Iervolino, I. Calibrating Material Partial Safety Factors for Existing Bridges in Italy. In *Proceedings of the VI CONVEGNO DI INGEGNERIA FORENSE (IF CRASC'25)*; 2025.
146. Kotz, S.; Lumelskii, Y.; Pensky, M. *The Stress-Strength Model and Its Generalizations : Theory and Applications.*; 2003.
147. Cornell, C.A. A Probability-Based Structural Code. In *Proceedings of the Journal Proceedings*; 1969; Vol. 66, pp. 974–985.
148. Madsen, H.O.; Krenk, S.; Lind, N.C. *Methods of Structural Safety*; Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1986; ISBN 9780135798522.
149. Chang, D.S. *RELIABILITY BOUNDS FOR THE STRESS-STRENGTH MODEL*; 1995; Vol. 29;.
150. Barbiero, A. Confidence Intervals for Reliability of Stress-Strength Models in the Normal Case. *Commun Stat Simul Comput* **2011**, *40*, 907–925, doi:10.1080/03610918.2011.560728.
151. Reiser, B.; Guttman, I. *Statistical Inference for $Pr(Y < X)$: The Normal Case*; 1986; Vol. 28;.
152. PATNAIK, P.B. THE NON-CENTRAL X^2 - AND F-DISTRIBUTIONS AND THEIR APPLICATIONS†. *Biometrika* **1949**, *36*, 202–232, doi:10.1093/biomet/36.1-2.202.
153. Massa, G. *La Verifica Di Sicurezza Dei Ponti Esistenti.*, Università Politecnica delle Marche, 2020.
154. fib - Fédération Internationale du béton *Partial Factor Methods for Existing Concrete Structures*; fib Bulletin No. 80, Ed.; Lausanne, Svizzera, 2016; ISBN 978-2-88394-120-1.

155. CEN Eurocode 2. Design of Concrete Structures – Part 1: Common Rules for Building and Civil Engineering Structures. *Comité Européen de Normalisation* **2004**.
156. König, G.; Hosser, D. The Simplified Level II Method and Its Application on the Derivation of Safety Elements for Level I. *CEB bulletin* **1981**, 147.
157. fib - Fédération Internationale du béton *Model Code for Concrete Structures* 2020; fib.; Lausanne, Svizzera, 2023; ISBN 978-2-88394-175-5.



Publicazioni scientifiche

Baltzopoulos, G.; Guidi, L.G.; Grella, A.; Iervolino, I. (2025) Alternative Traffic Load Models for Structural Assessment: Application to a Maillart Arch Bridge. In Proceedings of the ARCH25; Genoa.

Grella A., Giorgio M., Noto F., Franchin P. Iervolino I. (2025) Calibrating material partial safety factors for existing bridges in Italy. IF CRASC '25, VI Convegno di Ingegneria Forense, IX Convegno Crolli, Affidabilità Strutturale e Consolidamento, Naples, Italy.

Baltzopoulos G., Grella A., Iervolino I. (2025) Risk-targeted ground motions: insights from a case- study application on Italian sites. COMPDYN, 10th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Rhodes Island, Greece.

Baltzopoulos G., Grella A., Iervolino I. (2024) Some issues in the practical application of risk-targeted ground motions. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 53(3): 997-1005.

M. Di Ludovico et al. (2023) Italian Joint Reconnaissance Mission Türkiye. [Report finale – Missione scientifica congiunta ReLUIS-EUCENTRE nei luoghi colpiti dai terremoti del 6 febbraio 2023](#)

Iervolino I., Baltzopoulos G., Vitale A., Grella A., Bonini, G., Iannaccone A. (2023) Empirical distributions of traffic loads from one year of weigh-in-motion data, Scientific Data, 10:289.

Grella A., Testa G., Lauro C., Baltzopoulos G., Lupoi, A., Iervolino I. (2022) Semi-automated transit authorization of exceptional transport vehicles: case-study application on a prestressed concrete bridge. Proc. of ICC - CONCRETE IN THE ECOLOGICAL TRANSITION, Naples, Italy. https://doi.org/10.1007/978-3-031-43102-9_31

Baltzopoulos G., Grella A., Iervolino I. (2021) Seismic reliability implied by behavior-factor-based design. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 50:4076–4096.

