

5 PONTI

5.1 PONTI STRADALI

5.1.1 OGGETTO

Le norme contengono i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali.

Nel seguito col termine "ponti" si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili.

5.1.2 PRESCRIZIONI GENERALI

5.1.2.1 Premesse

In sede di progetto vanno definite le caratteristiche generali del ponte, ovvero la sua localizzazione, la destinazione e la tipologia, le dimensioni principali, il tipo e le caratteristiche dei materiali strutturali impiegati ed il tipo delle azioni considerate ai fini del suo dimensionamento.

In sede di realizzazione si accerterà che le modalità tecnico esecutive adottate nell'esecuzione dell'opera siano rispondenti alle assunzioni ed alle prescrizioni di Progetto ed alle specifiche di Capitolato.

5.1.2.2 Geometria della sede stradale

Ai fini della presente normativa, per larghezza della sede stradale del ponte si intende la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più interni dei parapetti.

La sede stradale sul ponte è composta da una o più carreggiate, eventualmente divise da uno spartitraffico, da banchine o da marciapiedi secondo l'importanza, la funzione e le caratteristiche della strada.

5.1.2.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili dovranno avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

5.1.2.4 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;

- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

5.1.3.1 Azioni permanenti

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvias, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

5.1.3.2 Deformazioni impresse

1. Distorsioni e presollecitazioni di progetto: ϵ_1 .

Ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto.

2. Effetti reologici: ritiro e viscosità ϵ_2 ; Variazioni termiche ϵ_3 .

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali distorsioni definiti nelle relative sezioni delle presenti Norme Tecniche.

3. Cedimenti vincolari: ϵ_4

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

5.1.3.3 Azioni Variabili da Traffico

5.1.3.3.1 Premessa

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- a) se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- b) se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

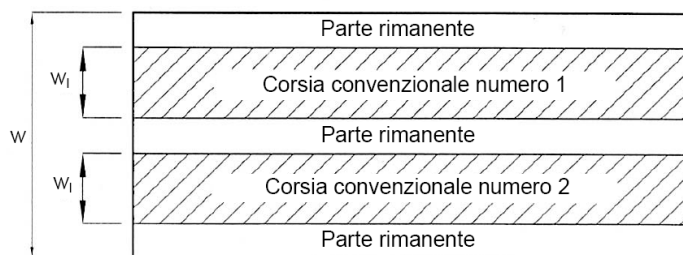


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro

disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

5.1.3.3 Schemi di Carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvìa.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvìa e sulle passerelle pedonali.

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

Schemi di Carico 6.a, b, c: In assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, generalmente cautelativo, per opere di luce maggiore di 300 m, ai fini della statica complessiva del ponte, si può far riferimento ai seguenti carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$

$$q_{L,a} = 128,95 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,25} \text{ [kN/m];} \quad (5.1.1)$$

$$q_{L,b} = 88,71 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \text{ [kN/m];} \quad (5.1.2)$$

$$q_{L,c} = 77,12 \left(\frac{1}{L} \right)^{0,38} \text{ [kN/m]}, \quad (5.1.3)$$

essendo L la lunghezza della zona caricata in m.

5.1.3.4 *Categorie Stradali*

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie:

- 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2^a Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- 3^a Categoria: ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (passerelle pedonali).

Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione del ponte.

L'accesso ai ponti di 3^a Categoria di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Il transito di carichi eccezionali, il cui peso, sia totale che per asse, ecceda quelli previsti per la relativa categoria di progettazione, dovrà essere autorizzato dall'Ente proprietario della strada, secondo le vigenti norme sulla disciplina della circolazione stradale. Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi per geometria e carichi-asse dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

5.1.3.5 *Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose*

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a e 2^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

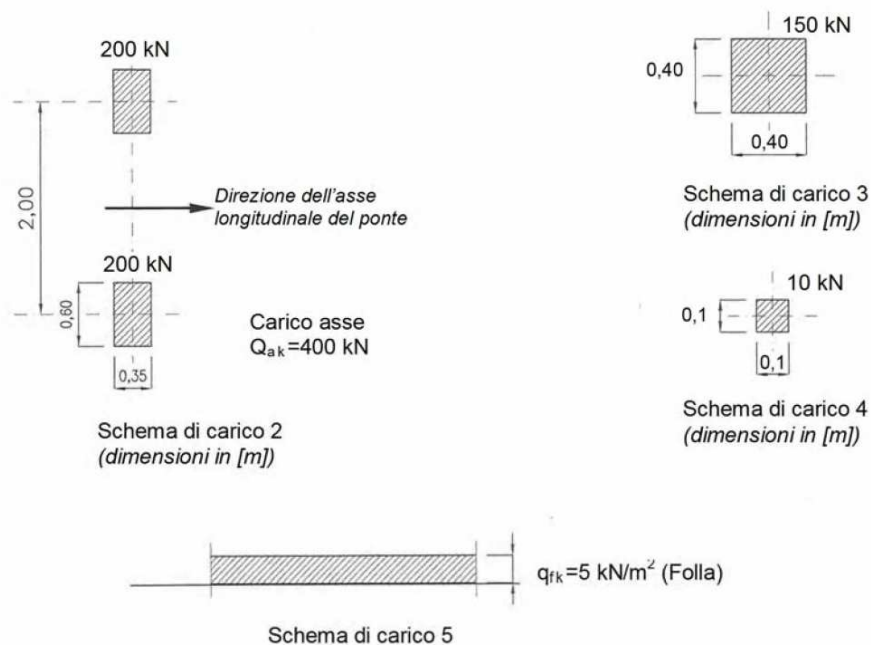
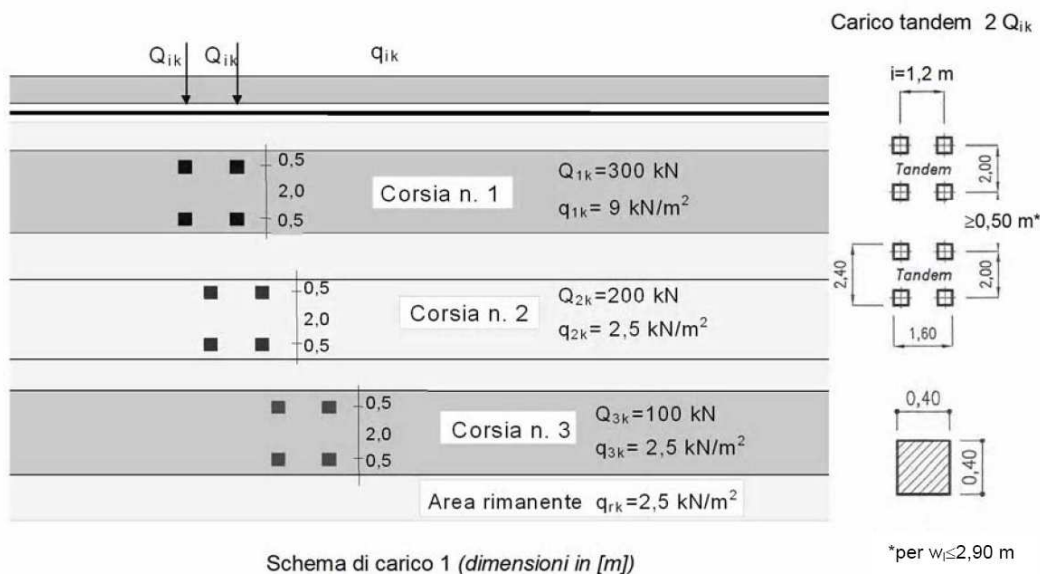


Figura 5.1.2 - Schemi di Carico 1-5 Dimensioni in [m]

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II):

Tabella 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Per i ponti di 2^a Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse $Q_{1k} = 240$ kN ed un carico distribuito $q_{ik} = 7,20$ [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1^o Categoria.

Per i ponti di 3^a Categoria si considera il carico associato allo Schema 5 (folla compatta) applicato con la disposizione più gravosa per le singole verifiche.

Ai fini della verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico $q_{L,a}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{L,b}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{L,c}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità $2,5$ kN/m².

I carichi $q_{L,a}$, $q_{L,b}$ e $q_{L,c}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie.

5.1.3.3.6 Strutture Secondarie di Impalcato

Diffusione dei carichi locali

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali ed associati agli Schemi di Carico 1, 2, 3 e 4 si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo un angolo di 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b).

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, marciapiedi, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione i carichi già definiti in precedenza, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato. In alternativa si considera, se più gravoso, il carico associato allo Schema 2, disposto nel modo più sfavorevole e supposto viaggiante in direzione longitudinale.

Per i marciapiedi non protetti da sicurvia si considera il carico associato allo Schema 3.

Per i marciapiedi protetti da sicurvia e per i ponti di 3^o Categoria si considera il carico associato allo Schema 4.

Nella determinazione delle combinazioni di carico si indica come carico q_1 la disposizione dei carichi mobili che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.

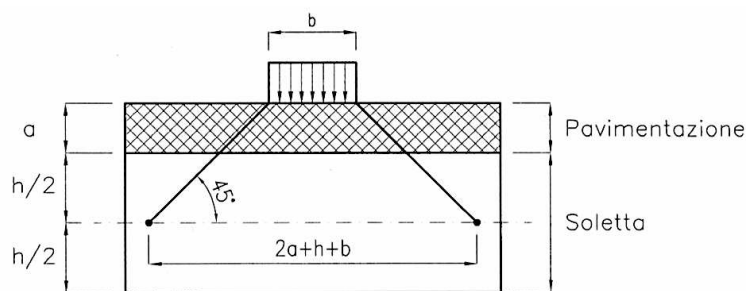


Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette

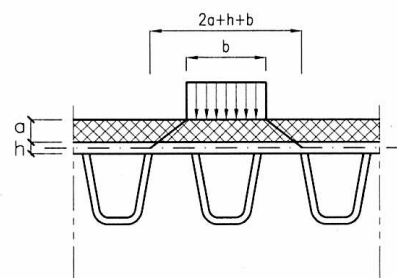


Figura 5.1.3b – Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa

5.1.3.4 Incremento Dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q_2

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale q_2 , da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.

5.1.3.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.4)$$

per i ponti di 1^a categoria ed a

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6(2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad (5.1.5)$$

per i ponti di 2^a categoria, essendo w_1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

5.1.3.6 Azione centrifuga: Q_4

Nei ponti con asse curvo di raggio R (in metri) l'azione centrifuga corrispondente ad ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente come indicato in Tab. 5.1.III, essendo $Q_v = \sum_i 2 \cdot Q_{ik}$ il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

Il carico concentrato Q_4 , applicato a livello della pavimentazione, agisce in direzione normale all'asse del ponte.

Tabella 5.1.III - Valori caratteristici delle forze centrifughe

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

5.1.3.7 Azioni di Neve, Vento: q_5

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3.

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

Per i ponti particolarmente sensibili all'eccitazione dinamica del vento si deve procedere alla valutazione della risposta strutturale in galleria del vento e, se necessario, alla formulazione di un modello matematico dell'azione del vento dedotto da misure sperimentali.

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

5.1.3.8 Azioni sismiche q_6

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si dovrà considerare un valore non nullo di dette masse in accordo con il § 3.2.4.

5.1.3.9 Resistenze passive dei vincoli: q_7

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi di appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli.

Nel caso di appoggi in gomma dette forze andranno valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

5.1.3.10 Azioni sui parapetti. Urto di veicolo in svio: q_8

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore a 1,10 m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali ai quali sono collegati devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta per l'impiego specifico (vedi D.M. 21-06-04 n.2367). Se non diversamente indicato, la forza deve essere considerata distribuita su 0,50 m ed applicata ad una quota h , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 , h_2 , dove h_1 = (altezza della barriera - 0,10m), h_2 = 1,00m.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Per altri elementi si può fare riferimento al § 3.6.3.3.2.

5.1.3.11 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): q_9

Azioni idrauliche.

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1.

Urto di ghiacci e natanti su pile.

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio. Per quanto riguarda gli urti da natanti si può fare riferimento al § 3.6.3.5.

5.1.3.12 Combinazioni di Carico

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2.

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Nella Tab. 5.1.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Per le opere di luce maggiore di 300 m è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale del Ministero delle Infrastrutture, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

Le verifiche di sicurezza sulle varie parti dell'opera devono essere effettuate sulla base dei criteri definiti dalle presenti norme tecniche.

In particolare devono essere effettuate le verifiche allo stato limite ultimo, ivi compresa la verifica allo stato limite di fatica, ed agli stati limite di servizio riguardanti gli stati di fessurazione e di deformazione.

Le combinazioni di carico da considerare ai fini delle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza secondo quanto definito nei criteri generali enunciati al Cap. 2 delle presenti norme tecniche.

5.1.4.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

Si dovrà verificare che sia: $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto degli effetti delle azioni ed R_d è la corrispondente resistenza di progetto.

5.1.4.2 Stati Limite di Esercizio

Per gli Stati Limite di Esercizio si dovrà verificare che sia: $E_d \leq C_d$, dove C_d è un valore nominale o una funzione di certe proprietà materiali legate agli effetti progettuali delle azioni considerate, E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione determinato sulla base delle combinazioni di carico.

5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

Per strutture, elementi strutturali e dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno eseguite opportune verifiche.

Le verifiche saranno condotte considerando spettri di carico differenziati, a seconda che si conduca una verifica per vita illimitata o una verifica a danneggiamento. In assenza di studi specifici, volti alla determinazione dell'effettivo spettro di carico che interessa il ponte, si potrà far riferimento ai modelli descritti nel seguito.

Verifiche per vita illimitata

Le verifiche a fatica per vita illimitata potranno essere condotte, per dettagli caratterizzati da limite di fatica ad ampiezza costante, controllando che il massimo delta di tensione $\Delta\sigma_{\max}=(\sigma_{\max}-\sigma_{\min})$ indotto nel dettaglio stesso dallo spettro di carico significativo risulti minore del limite di fatica del dettaglio stesso. Ai fini del calcolo del $\Delta\sigma_{\max}$ si possono impiegare, in alternativa, i modelli di carico di fatica 1 e 2, disposti sul ponte nelle due configurazioni che determinano la tensione massima e minima, rispettivamente, nel dettaglio considerato.

Il modello di carico di fatica 1 è costituito dallo schema di carico 1 con valore dei carichi concentrati ridotti del 30% e valori dei carichi distribuiti ridotti del 70% (vedi fig. 5.1.4).

Per verifiche locali si deve considerare, se più gravoso, il modello costituito dall'asse singolo dello schema di carico 2, considerato autonomamente, con valore del carico ridotto del 30% (vedi fig. 5.1.4).

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello semplificato n. 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico a fatica n. 2, rappresentato nella Tab. 5.1.VII, applicato sulla corsia lenta.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione nel modello 2 si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

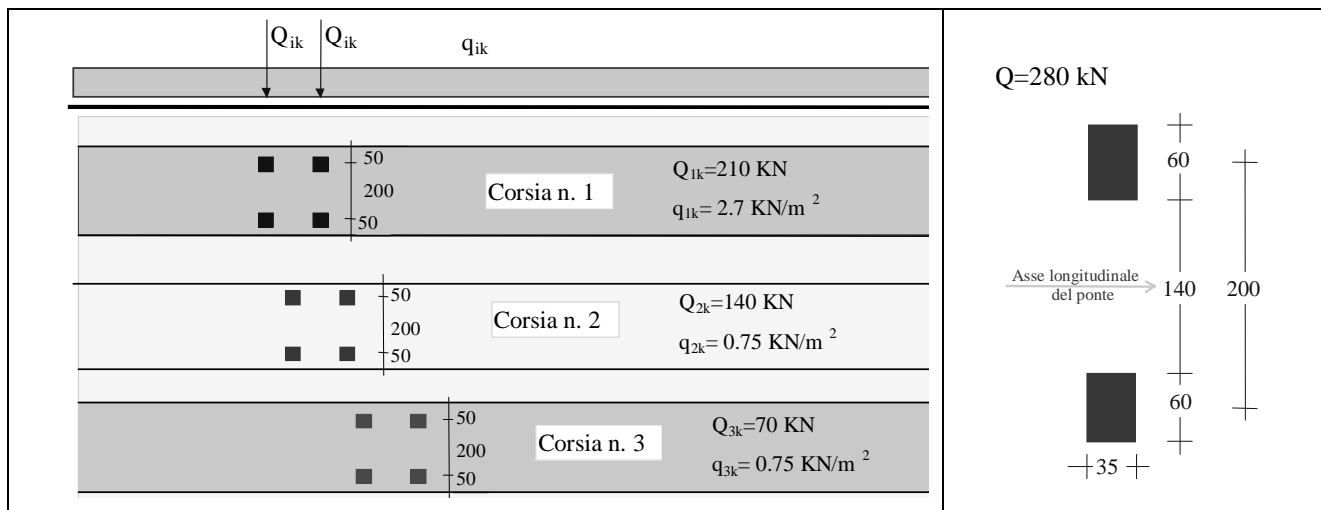


Figura 5.1.4 – Modello di carico di fatica n. 1

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Verifiche a danneggiamento

Le verifiche a danneggiamento consistono nel verificare che nel dettaglio considerato lo spettro di carico produca un danneggiamento $D \leq 1$.

Il danneggiamento D sarà valutato mediante la legge di Palmgren-Miner, considerando la curva S-N caratteristica del dettaglio e la vita nominale dell'opera.

Le verifiche saranno condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di fatica semplificato n. 3, riportato in Fig. 5.1.5, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno di peso 120 kN, o, in alternativa, quando siano necessarie valutazioni più precise, dallo spettro di carico equivalente costituente il modello di fatica n. 4, riportato in Tab. 5.1.VIII, ,

ove è rappresentata anche la percentuale di veicoli da considerare, in funzione del traffico interessante la strada servita dal ponte.

I tipi di pneumatico da considerare per i diversi veicoli e le dimensioni delle relative impronte sono riportati nella Tab. 5.1.IX.

In assenza di studi specifici, per verifiche di danneggiamento, si considererà sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli superiori a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica dedotto dalla Tabella 5.1.X.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

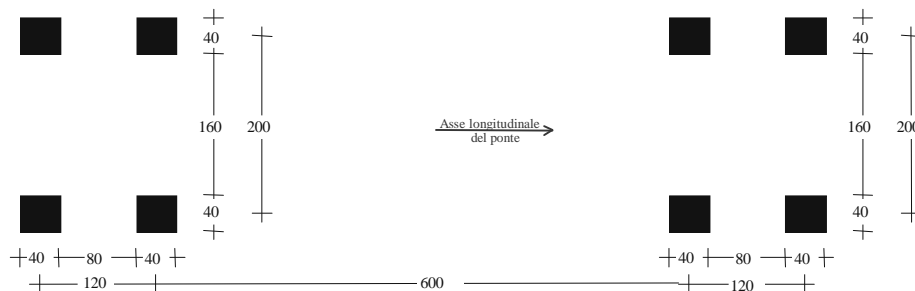


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

Tabella 5.1.VIII – Modello di carico a fatica n. 4 – veicoli equivalenti

Sagoma del veicolo	Tipo di pneumatico (Tab.5.1-IX)	Interassi [m]	Valori equivalenti dei carichi asse [kN]	Composizione del traffico		
				Lunga percorrenza	Media percorrenza	Traffico locale
	A B	4,50	70 130	20,0	40,0	80,0
	A B B	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0
	A B C C	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90	50,0	30,0	5,0
	A B B	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0
	A B C C	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0

Tabella 5.1.IX – Dimensioni degli assi e delle impronte per i veicoli equivalenti

Tipo di pneumatico	Dimensioni dell'asse e delle impronte
A	
B	
C	

Tabella 5.1.X – Flusso annuo di veicoli pesanti sulla corsia lenta

Categorie di traffico	Flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN sulla corsia lenta
1 - Strade ed autostrade con 2 o più corsie per senso di marcia, caratterizzate da intenso traffico pesante	2,0x10 ⁶
2 - Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità	0,5x10 ⁶
3 - Strade principali caratterizzate da traffico pesante di modesta intensità	0,125x10 ⁶
4 - Strade locali caratterizzate da traffico pesante di intensità molto ridotta	0,05x10 ⁶

5.1.4.4 Verifiche allo stato limite di fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione, commisurato alle condizioni ambientali e di sollecitazione, nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Strutture in calcestruzzo armato ordinario. Per le strutture in calcestruzzo armato ordinario, devono essere rispettate le limitazioni di cui alla Tab. 4.1.VI per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso. Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.VI per armature sensibili.

5.1.4.5 Verifiche allo stato limite di deformazione

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico precedentemente indicate, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto.

Le deformazioni della struttura non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

5.1.4.6 Verifiche delle azioni sismiche

Le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche vanno svolte secondo i criteri ed i metodi esposti nel relativo § 3.2.

5.1.4.7 Verifiche in fase di costruzione

Le verifiche di sicurezza vanno svolte anche per le singole fasi di costruzione dell'opera, tenendo conto dell'evoluzione dello schema statico e dell'influenza degli effetti differiti nel tempo.

Vanno verificate anche le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

5.1.4.8 Verifiche alle tensioni ammissibili

Per i ponti stradali non è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7.

5.1.5 STRUTTURE PORTANTI

5.1.5.1 Impalcato

5.1.5.1.1 Spessori minimi

Gli spessori minimi delle diverse parti costituenti l'impalcato devono tener conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera e rispettare le prescrizioni delle norme relative ai singoli elementi strutturali.

5.1.5.1.2 Strutture ad elementi prefabbricati

Nelle strutture costruite in tutto o in parte con elementi prefabbricati, al fine di evitare sovratensioni, distorsioni o danneggiamenti dovuti a difetti esecutivi o di montaggio, deve essere assicurata la compatibilità geometrica tra le diverse parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze costruttive.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi.

Nel caso di elementi in cemento armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo vanno considerate le redistribuzioni di sforzo differite nel tempo che si manifestano tra parti realizzate o sottoposte a carico in tempi successivi e le analoghe redistribuzioni che derivano da variazioni dei vincoli.

5.1.5.2 Pile

5.1.5.2.1 Spessori minimi

Vale quanto già indicato al comma precedente per le strutture dell'impalcato.

5.1.5.2 Schematizzazione e calcolo

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla valutazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente riguardo l'interazione con le opere di fondazione.

Le sommità delle pile deve essere verificata nei confronti degli effetti locali derivanti dalle azioni concentrate trasmesse dagli apparecchi di appoggio.

Si deve verificare che gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con gli spostamenti massimi alla sommità delle pile, provocati dalle combinazioni delle azioni più sfavorevoli e, nelle pile alte, dalla differenza di temperatura tra le facce delle pile stesse.

5.1.6 VINCOLI

I dispositivi di vincolo dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono possedere le caratteristiche previste dallo schema statico e cinematico assunto in sede di progetto, sia con riferimento alle azioni, sia con riferimento alle distorsioni.

Per strutture realizzate in più fasi, i vincoli devono assicurare un corretto comportamento statico e cinematico in ogni fase dell'evoluzione dello schema strutturale, adeguandosi, se del caso, ai cambiamenti di schema.

Le singole parti del dispositivo di vincolo ed i relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

I dispositivi di vincolo devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con un margine di sicurezza maggiore rispetto a quello assunto per gli altri elementi strutturali.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli in direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato, la cui configurazione deve corrispondere ad uno schema statico e cinematico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale (ponti in curva, ponti in obliquo, ponti con geometria in pianta irregolare) devono derivare da un adeguato studio di capacità statica e di compatibilità cinematica.

5.1.6.1 Protezione dei vincoli

Le varie parti dei dispositivi di vincolo devono essere adeguatamente protette, al fine di garantirne il regolare funzionamento per il periodo di esercizio previsto.

5.1.6.2 Controllo, manutenzione e sostituzione

I vincoli del ponte devono essere accessibili al fine di consentirne il controllo, la manutenzione e l'eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

5.1.6.3 Vincoli in zona sismica

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che, tenendo conto del comportamento dinamico dell'opera, risultino idonei:

- a trasmettere le forze conseguenti alle azioni sismiche
- ad evitare sconnessioni tra gli elementi componenti il dispositivo di vincolo
- ad evitare la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi.

5.1.7 OPERE ACCESSORIE

Le opere di impermeabilizzazione e di pavimentazione, i giunti e tutte le opere accessorie, devono essere eseguiti con materiali di qualità e con cura esecutiva tali da garantire la massima durata e tali da ridurre interventi di manutenzione e rifacimenti.

5.1.7.1 Impermeabilizzazione

Le opere di impermeabilizzazione devono essere tali da evitare che infiltrazioni d'acqua possano arrecare danno alle strutture portanti.

5.1.7.2 Pavimentazioni

La pavimentazione stradale deve essere tale da sottrarre all'usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e gli strati di impermeabilizzazione che proteggono le strutture portanti.

5.1.7.3 Giunti

In corrispondenza delle interruzioni strutturali si devono adottare dispositivi di giunto atti ad assicurare la continuità del piano viabile. Le caratteristiche dei giunti e le modalità del loro collegamento alla struttura devono essere tali da ridurre il più possibile le sovrassollecitazioni di natura dinamica dovute ad irregolarità locali e da assicurare la migliore qualità dei transiti.

In corrispondenza dei giunti si deve impedire la percolazione delle acque meteoriche o di lavaggio attraverso i giunti stessi. Nel caso di giunti che consentano il passaggio delle acque, queste devono confluire in appositi dispositivi di raccolta, collocati immediatamente sotto il giunto, e devono essere convogliate a scaricarsi senza possibilità di ristagni o dilavamenti che interessino le strutture.

5.1.7.4 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte. A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

5.1.7.5 Dispositivi per l'ispezionabilità e la manutenzione delle opere

In sede di progettazione e di esecuzione devono essere previste opere di camminamento (piattaforme, scale, passi d'uomo, ecc.) commisurate all'importanza del ponte e tali da consentire l'accesso alle parti più importanti sia ai fini ispettivi, sia ai fini manutentivi. Le zone nell'intorno di parti destinate alla sostituzione periodica, quali ad esempio gli appoggi, devono essere corredate di punti di forza, chiaramente individuabili e tali da consentire le operazioni di sollevamento e di vincolamento provvisorio.

5.1.7.6 Vani per condotte e cavidotti

La struttura del ponte dovrà comunque prevedere la possibilità di passaggio di cavi e di una condotta di acquedotto; le dimensioni dei vani dovranno essere rapportate alle prevedibili esigenze da valutare con riferimento a quanto presente in prossimità del ponte.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si dovrà far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.

5.2 PONTI FERROVIARI

Le presenti norme si applicano per la progettazione e l'esecuzione dei nuovi ponti ferroviari.

Il Gestore dell'Infrastruttura in base alle caratteristiche funzionali e strategiche delle diverse infrastrutture ferroviarie stabilisce i parametri indicati al Cap. 2: vita nominale, classe d'uso.

5.2.1 PRINCIPALI CRITERI PROGETTUALI E MANUTENTIVI

La progettazione dei manufatti sotto binario deve essere eseguita in modo da conseguire il migliore risultato globale dal punto di vista tecnico-economico, con particolare riguardo alla durabilità dell'opera stessa.

5.2.1.1 Ispezionabilità e manutenzione

Fin dalla fase di progettazione deve essere posta la massima cura nella concezione generale dell'opera e nella definizione delle geometrie e dei particolari costruttivi in modo da rendere possibile l'accessibilità e l'ispezionabilità, nel rispetto delle norme di sicurezza, di tutti gli elementi strutturali. Deve essere garantita la piena ispezionabilità degli apparecchi d'appoggio e degli eventuali organi di ritegno. Deve inoltre essere prevista la possibilità di sostituire questi elementi con la minima interferenza con l'esercizio ferroviario; a tale scopo i disegni di progetto devono fornire tutte le indicazioni al riguardo (numero, posizione e portata dei martinetti per il sollevamento degli impalcati, procedure da seguire anche per la sostituzione degli stessi apparecchi, ecc.).

5.2.1.2 Compatibilità idraulica

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione idrologica e da una relazione idraulica riguardante le scelte progettuali, la costruzione e l'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema.

Di norma il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati il corso d'acqua attivo e, se arginato, i corpi arginali. Qualora eccezionalmente fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce minima tra pile contigue, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non dovrà essere inferiore a 40 metri. Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'Autorità competente, previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni dell'alveo e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La quota idrometrica ed il franco dovranno essere posti in correlazione con la piena di progetto riferita ad un periodo di ritorno non inferiore a 200 anni.

Il franco di sottotrave e la distanza tra il fondo alveo e la quota di sottotrave dovranno essere assunte tenendo conto del trasporto solido di fondo e del trasporto di materiale galleggiante.

Il franco idraulico necessario non può essere ottenuto con il sollevamento del ponte durante la piena.

5.2.1.3 Altezza libera

Nel caso di un ponte che scavalchi una strada ordinaria, l'altezza libera al di sotto del ponte non deve essere in alcun punto minore di 5 m, tenendo conto anche delle pendenze della strada sottostante.

Nei casi di strada a traffico selezionato è ammesso, per motivi validi e comprovati, derogare da quanto sopra, purché l'altezza minima non sia minore di 4 m.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto di tale valore, si potrà adottare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m. Tale deroga è vincolata al parere favorevole dei Comandi Militare e dei Vigili del Fuoco competenti per territorio.

I ponti sui corsi d'acqua classificati navigabili dovranno avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome), collocati a conveniente distanza dall'imbocco dell'opera.

Nel caso di sottopassaggi pedonali l'altezza libera non deve essere inferiore a 2,50 m.

5.2.2 AZIONI SULLE OPERE

Nell'ambito della presente norma sono indicate tutte le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti ferroviari, secondo le combinazioni indicate nei successivi paragrafi.

Le azioni definite in questo documento si applicano alle linee ferroviarie a scartamento normale e ridotto.

5.2.2.1 Azioni Permanenti

Le azioni permanenti che andranno considerate sono: pesi propri, carichi permanenti portati, spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.

5.2.2.1.1 Carichi permanenti portati

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata, dell'armamento e della impermeabilizzazione (inclusa la protezione) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linea in rettilineo, un peso di volume pari a $18,0 \text{ kN/m}^3$ applicato su tutta la larghezza media compresa fra i muretti parballast, per una altezza media fra piano del ferro (P.F.) ed estradosso impalcato pari a 0,80 m. Per ponti su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato va aggiunto il peso di tutte le parti di massicciata necessarie per realizzare il sovrizzo, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m^3 .

Nel caso di armamento senza massicciata andranno valutati i pesi dei singoli componenti e le relative distribuzioni.

Nella progettazione di nuovi ponti ferroviari dovranno essere sempre considerati i pesi, le azioni e gli ingombri associati all'introduzione delle barriere antirumore, anche nei casi in cui non sia originariamente prevista la realizzazione di questo genere di elementi.

5.2.2.1.2 Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile)

Azioni idrauliche.

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento atteso.

Urto di un veicolo contro le strutture.

I piedritti dei ponti ubicati a distanza $\leq 5,0$ m dalla sede stradale, dovranno essere protetti contro il pericolo di urti di veicoli stradali, mediante adeguate opere chiaramente destinate alla protezione dei piedritti stessi.

In ogni caso, gli impalcati sovrappassanti strade con franco inferiore a 6 m e gli elementi di sostegno verticale dovranno essere progettati in modo da resistere all'azione delle forze statiche indicate al § 3.6.3.3.1

Urto di ghiacci e natanti su pile.

L'intensità e le modalità di applicazione delle azioni derivanti da pressione dei ghiacci ed altre cause eccezionali, vanno definite facendo riferimento a norme specifiche o attraverso specifiche analisi di rischio. Per quanto riguarda gli urti da natanti si può fare riferimento al § 3.6.3.5.

5.2.2.2 Smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato

Lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte.

A tale scopo il progetto del ponte deve essere corredato dallo schema delle opere di convogliamento e di scarico. Per opere di particolare importanza, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, si deve prevedere la realizzazione di un apposito impianto di depurazione e/o di decantazione.

5.2.2.3 Azioni variabili verticali

5.2.2.3.1 Treni di carico

I carichi verticali sono definiti per mezzo di modelli di carico; in particolare, sono forniti due treni di carico distinti: il primo rappresentativo del traffico normale (Treno di carico **LM 71**), il secondo rappresentativo del traffico pesante (Treno di carico **SW**).

I valori dei suddetti carichi dovranno essere moltiplicati per un coefficiente di adattamento " α ", variabile in ragione della tipologia dell'infrastruttura (ferrovie ordinarie, ferrovie leggere, metropolitane, ecc.). Sono considerate tre tipologie di carico i cui valori caratteristici sono definiti nel seguito. Nel seguito, i riferimenti ai modelli di carico LM 71, SW/0 e SW/2 ed alle loro componenti si intendono, in effetti, pari al prodotto dei coefficienti α per i carichi indicati nelle Fig. 5.2.1 e Fig. 5.2.2.

5.2.2.3.1.1 Treno di carico LM 71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale come mostrato nella Fig. 5.2.1 e risulta costituito da:

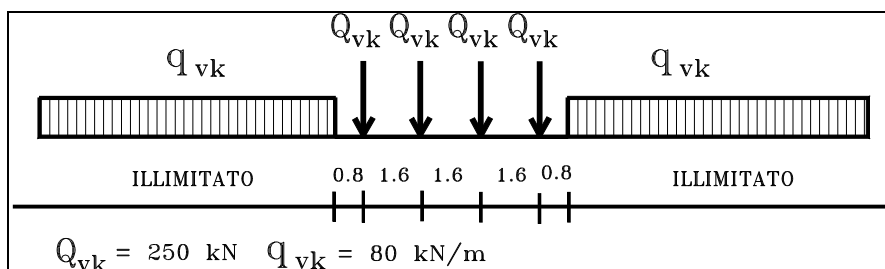


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM 71

- quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

- carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario, dipendente dallo scartamento s , per tenere conto dello spostamento dei carichi; pertanto, essa è indipendente dal tipo di struttura e di armamento. Tale eccentricità è calcolata sulla base del rapporto massimo fra i carichi afferenti a due ruote appartenenti al medesimo asse

$$Q_{V2}/Q_{V1}=1,25 \quad (5.2.1)$$

essendo Q_{V1} e Q_{V2} i carichi verticali delle ruote di un medesimo asse, e risulta quindi pari a $s/18$ con $s= 1435$ mm; questa eccentricità deve essere considerata nella direzione più sfavorevole.

Il carico distribuito presente alle estremità del treno tipo LM 71 deve segmentarsi al di sopra dell'opera andando a caricare solo quelle parti che forniscono un incremento del contributo ai fini della verifica dell'elemento per l'effetto considerato. Questa operazione di segmentazione non va effettuata per i successivi modelli di carico SW che devono essere considerati sempre agenti per tutta la loro estensione.

5.2.2.3.1.2 *Treno di carico SW*

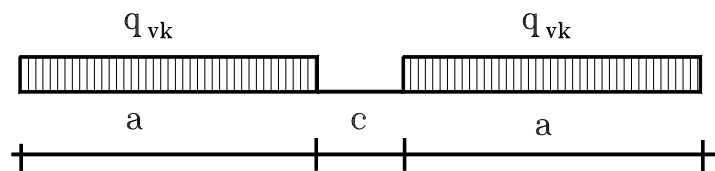


Figura 5.2.2 - Treno di carico SW

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

L'articolazione del carico è mostrata in Fig. 5.2.2 e, per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni denominate SW/0 ed SW/2 (l'SW/0 andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71). Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Tabella 5.2.I - Caratteristiche Treno di Carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

5.2.2.3.1.3 *Treno scarico*

Per alcune particolari verifiche è utilizzato un particolare treno di carico chiamato "Treno Scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

5.2.2.3.1.4 *Ripartizione locale dei carichi*

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

Un carico assiale Q_{vi} può essere distribuito su tre traverse consecutive poste ad interasse uniforme "a", ripartendolo fra la traversa che la precede, quella su cui insiste e quella successiva, nelle seguenti proporzioni 25%, 50%, 25% (Fig. 5.2.3).

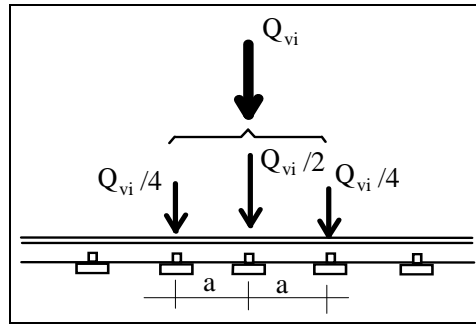


Figura 5.2.3 - Distribuzione longitudinale dei carichi assiali

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM 71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

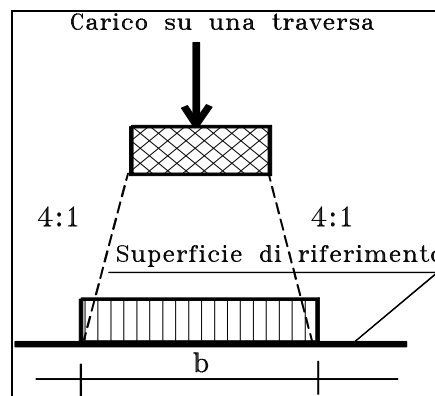


Figura 5.2.4 - Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast.

Tuttavia, per il progetto di particolari elementi strutturali quali le solette degli impalcati da ponte, la distribuzione longitudinale del carico assiale al di sotto delle traverse è indicata in Fig. 5.2.4 ove, per superficie di riferimento è da intendersi la superficie di appoggio del ballast.

Per la ripartizione nella struttura sottostante valgono gli usuali criteri progettuali.

In particolare, per le solette, salvo diverse e più accurate determinazioni, potrà considerarsi una ripartizione a 45° dalla superficie di estradosso fino al piano medio delle stesse.

Distribuzione trasversale delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Salvo più accurate determinazioni, per ponti con armamento su ballast in rettifilo, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.5.

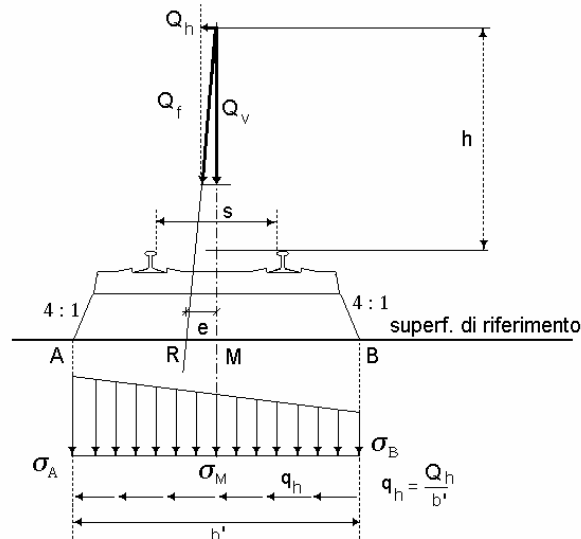


Figura 5.2.5 - Distribuzione trasversale in rettifilo delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

Per ponti con armamento su ballast in curva, con sovralzato, le azioni possono distribuirsi trasversalmente secondo lo schema di Fig. 5.2.6.

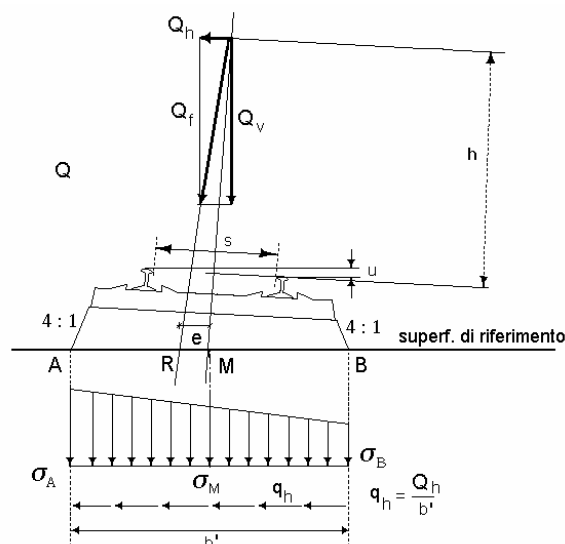


Figura 5.2.6 - Distribuzione trasversale in curva delle azioni per mezzo delle traverse e del ballast

5.2.2.3.1.5 Distribuzione dei carichi verticali per i rilevati a tergo delle spalle

In assenza di calcoli più accurati, il carico verticale a livello del piano di regolamento (posto a circa 0,70 m al di sotto del piano del ferro) su rilevato a tergo della spalla può essere assunto uniformemente distribuito su una larghezza di 3,0 m.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

5.2.2.3.2 Carichi sui marciapiedi

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato.

I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/m². Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli.

Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

5.2.2.3.3 Effetti dinamici

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei treni di carico debbono essere incrementati per tenere conto della natura dinamica del transito dei convogli.

Nella progettazione dei ponti ferroviari gli effetti di amplificazione dinamica dovranno valutarsi nel modo seguente:

- per le usuali tipologie di ponti e per velocità di percorrenza non superiore a 200 km/h, quando la frequenza propria della struttura ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7, è sufficiente utilizzare i coefficienti dinamici Φ definiti nel presente paragrafo;
- per le usuali tipologie di ponti, ove la velocità di percorrenza sia superiore a 200 km/h e quando la frequenza propria della struttura non ricade all'interno del fuso indicato in Fig. 5.2.7 e comunque per le tipologie non convenzionali (ponti strallati, ponti sospesi, ponti di grande luce, ponti metallici difforni dalle tipologie in uso in ambito ferroviario, ecc.) dovrà effettuarsi una analisi dinamica adottando convogli reali e parametri di controllo specifici dell'infrastruttura e del tipo di traffico ivi previsto.

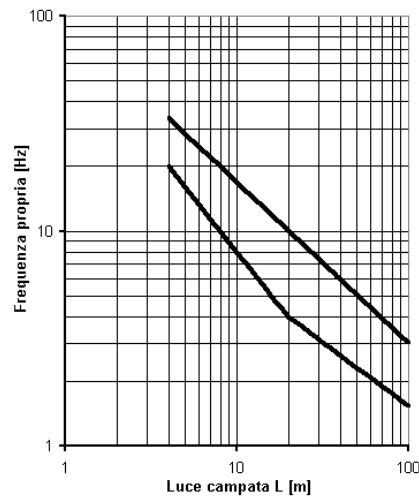


Figura 5.2.7 - Limiti delle frequenze proprie n_0 in Hz in funzione della luce della campata

In Fig. 5.2.7 il “fuso” è caratterizzato da:

un limite superiore pari a:

$$n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} \quad (5.2.2)$$

un limite inferiore pari a:

$$n_0 = 80/L \quad \text{per } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \quad (5.2.3)$$

$$n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} \quad \text{per } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \quad (5.2.4)$$

Per una trave semplicemente appoggiata, sottoposta a flessione, la prima frequenza flessionale può valutarsi con la formula:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \text{ [Hz]} \quad (5.2.5)$$

dove: δ_0 rappresenta la freccia, espressa in mm, valutata in mezzeria e dovuta alle azioni permanenti.

Per ponti in calcestruzzo δ_0 deve calcolarsi impiegando il modulo elastico secante, in accordo con la breve durata del passaggio del treno.

Per travi continue, salvo più precise determinazioni, L è da assumersi pari alla L_ϕ definita come di seguito.

I coefficienti di incremento dinamico Φ che aumentano l'intensità dei modelli di carico teorici si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 , in dipendenza del livello di manutenzione della linea. In particolare, si assumerà:

(a) per linee con elevato standard manutentivo:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (5.2.6)$$

(b) per linee con ridotto standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,73 \text{ con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (5.2.7)$$

dove:

L_ϕ rappresenta la lunghezza "caratteristica" in metri, così come definita in Tab. 5.2.II.

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica L_ϕ

(continua)

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO CON BALLAST (LAISTRA ORTOTROPA O STRUTTURA EQUIVALENTE)		
1	Piastra con nervature longitudinali e trasversali, o solo longitudinali:	
	1.1 Piastra (in entrambe le direzioni)	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	1.2 Nervature longitudinali (comprese mensole fino a 0,50 m) ⁰ ;	3 volte l'interasse delle travi trasversali
2	1.3 Travi trasversali: intermedie e di estremità.	2 volte la luce delle travi trasversali.
	Piastre con sole nervature trasversali	
	2.1 Piastra (per entrambe le direzioni)	2 volte l'interasse delle travi trasversali + 3 m
	2.2 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	2.3 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN ACCIAIO SENZA BALLAST (PER TENSIONI LOCALI)		
3	3.1 Sostegni per rotaie (Longherine)	
	- come elemento di un grigliato	3 volte l'interasse delle travi trasversali
	- come elemento semplicemente appoggiato	distanza fra le travi trasversali + 3 m
	3.2 Sostegni per rotaie a mensola (longherine a mensola) per travi trasversali di estremità	$\Phi_3 = 2,0$, ove non meglio specificato
	3.3 Travi trasversali intermedie	2 volte la luce delle travi trasversali
	3.4 Travi trasversali d'estremità	luce della trave trasversale
IMPALCATO DI PONTE IN CLS CON BALLAST (PER IL CALCOLO DEGLI EFFETTI LOCALI E TRASVERSALI)		

<p>4</p>	<p>4.1 Solette superiori <i>e traversi</i> di impalcati a sezione scatolare o a graticcio di travi. - nella direzione trasversale alle travi principali - nella direzione longitudinale</p> <p>- mensole trasversali supportanti carichi ferroviari: se $e > 0,50$ m, essendo e la distanza fra l'asse della rotaia più esterna e il filo esterno dell'anima più esterna della struttura principale longitudinale, occorre uno studio specifico.</p> <p>4.2 Soletta continua su travi trasversali (nella direzione delle travi principali)</p> <p>4.3 Solette per ponti a via inferiore: - ordinate perpendicolarmente alle travi principali - ordinate parallelamente alle travi principali</p> <p>4.4 Impalcati a travi incorporate tessute ortogonalmente all'asse del binario</p> <p>4.5 Mensole longitudinali supportanti carichi ferroviari (per le azioni in direzione longitudinale)</p>	<p>3 volte la luce della soletta</p> <p>3 volte la luce della soletta d'impalcato o, se minore, la lunghezza caratteristica della trave principale</p> <p>3 volte la distanza fra le anime della struttura principale longitudinale</p> <p>2 volte l'interasse delle travi trasversali</p> <p>2 volte la luce della soletta</p> <p>2 volte la luce della soletta o, se minore, la lunghezza caratteristica delle travi principali;</p> <p>2 volte la lunghezza caratteristica in direzione longitudinale</p> <p>se $e \leq 0,5$: $m \Phi_2 = 1,67$; per $e > 0,5$ m v.(4.1)</p>
-----------------	--	---

Tab. 5.2.II - Lunghezza caratteristica L_ϕ

Caso	Elemento strutturale	Lunghezza L_ϕ
TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettoni a travi incorporate)	Luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = k \cdot L_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m); Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20$; $\Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera
	5.7 Strutture di sospensione (di collegamento a travi di irrigidimento)	4 volte la distanza longitudinale fra le strutture di sospensione.
SUPPORTI STRUTTURALI		
6	6.1 Pile con snellezza $\lambda > 30$	Somma delle lunghezze delle campate adiacenti la pila
	6.2 Appoggi, calcolo delle tensioni di contatto al di sotto degli stessi e tiranti di sospensione	Lunghezza degli elementi sostenuti

I coefficienti di incremento dinamico sono stabiliti con riferimento a travi semplicemente appoggiate. La lunghezza L_ϕ permette di estendere l'uso di questi coefficienti anche ad altre tipologie strutturali.

Ove le sollecitazioni agenti in un elemento strutturale dipendessero da diversi termini ciascuno dei quali afferente a componenti strutturali distinti, ognuno di questi termini dovrà calcolarsi utilizzando la lunghezza caratteristica L_ϕ appropriata.

Questo coefficiente dinamico Φ non dovrà essere usato con i seguenti carichi:

- treno scarico;
- treni reali;
- treni per la verifica a fatica.

Per i ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dell'incremento dinamico β (inserito per tener conto del maggiore incremento

dinamico dovuto al particolare tipo di armamento), variabile esclusivamente in funzione della lunghezza caratteristica L_ϕ dell'elemento, dato da:

$$\beta = 1,0 \text{ per } L_\phi \leq 8 \text{ m ed } L_\phi > 90 \text{ m,}$$

$$\beta = 1,1 \text{ per } 8 \text{ m} < L_\phi \leq 90 \text{ m.}$$

Nei casi di ponti ad arco o scatolari, con o senza solettone di fondo, aventi copertura "h" maggiore di 1,0 m, il coefficiente dinamico può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h-1,00}{10} \geq 1,0 \quad (5.2.8)$$

dove h, in metri, è l'altezza della copertura dall'estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse.

Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 m può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

Qualora debbano eseguirsi verifiche con treni reali, agli stessi dovranno essere associati coefficienti dinamici reali.

5.2.2.4 Azioni variabili orizzontali

5.2.2.4.1 Forza centrifuga

Nei ponti ferroviari al di sopra dei quali il binario presenta un tracciato in curva deve essere considerata la forza centrifuga agente su tutta l'estensione del tratto in curva.

La forza centrifuga si considera agente verso l'esterno della curva, in direzione orizzontale ed applicata alla quota di 1,80 m al di sopra del P.F..

I calcoli si basano sulla massima velocità compatibile con il tracciato della linea. Ove siano considerati gli effetti dei modelli di carico SW, si assumerà una velocità di 100 km/h.

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determinerà in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = è il raggio di curvatura in m.

Nel caso di curva policentrica come valore del raggio r dovrà essere assunto un valore pari al più piccolo raggio di curvatura reale che interessa la campata in esame.

La forza centrifuga sarà sempre combinata con i carichi verticali supposti agenti nella generica configurazione di carico, e non sarà incrementata dai coefficienti dinamici.

$$f = \left[1 - \frac{V-120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

f è un fattore di riduzione dato in funzione della velocità V e della lunghezza L_f di binario carico.

dove:

L_f = lunghezza di influenza, in metri, della parte curva di binario carico sul ponte, che è la più sfavorevole per il progetto del generico elemento strutturale;

$f = 1$ per $V \leq 120$ km/h o $L_f \leq 2,88$ m;

$f < 1$ per $120 \leq V \leq 300$ km/h e $L_f > 2,88$ m;

$f(V) = f(300)$ per $V > 300$ km/h.

Per il modello di carico LM 71 e per velocità di progetto superiori ai 120 km/h, saranno considerati due casi:

- (a) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga per $V = 120$ km/h in accordo con le formule precedenti dove $f = 1$;
- (b) Modello di carico LM 71 e forza centrifuga calcolata secondo le precedenti espressioni per la massima velocità di progetto.

Inoltre, per ponti situati in curva, dovrà essere considerato anche il caso di assenza di forza centrifuga (convogli fermi).

5.2.2.4.2 Azione laterale (Serpeggio)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a $Q_{sk} = 100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

5.2.2.4.3 Azioni di avviamento e frenatura

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento: $Q_{la,k} = 33$ [kN/m] · L [m] ≤ 1000 kN per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura: $Q_{lb,k} = 20$ [kN/m] · L [m] ≤ 6000 kN per modelli di carico LM 71, SW/0

$Q_{lb,k} = 35$ [kN/m] · L [m] per modelli di carico SW/2

Questi valori caratteristici sono applicabili a tutti i tipi di binario, sia con rotaie saldate che con rotaie giuntate, con o senza dispositivi di espansione.

Le azioni di frenatura ed avviamento saranno combinate con i relativi carichi verticali (Per modelli di carico SW/0 e SW/2 saranno tenute in conto solo le parti di struttura che sono caricate in accordo con la Fig 5.2.2 e con la Tab 5.2.I).

Quando la rotaia è continua ad una o ad entrambe le estremità del ponte solo una parte delle forze di frenatura ed avviamento è trasferita, attraverso l'impalcato, agli apparecchi di appoggio, la parte rimanente di queste forze è trasmessa, attraverso le rotaie, ai rilevati a tergo delle spalle. La percentuale di forze trasferite attraverso l'impalcato agli apparecchi di appoggio è valutabile con le modalità riportate nel paragrafo relativo agli effetti di interazione statica.

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura.

Nel caso di ponti a più di due binari, si deve considerare:

- un primo binario con la massima forza di frenatura;
- un secondo binario con la massima forza di avviamento nello stesso verso della forza di frenatura;
- un terzo ed un quarto binario con il 50% della forza di frenatura, concorde con le precedenti;
- altri eventuali binari privi di forze orizzontali.

Per il treno scarico la frenatura e l'avviamento possono essere trascurate.

Per lunghezze di carico superiori a 300 metri dovranno essere eseguiti appositi studi per valutare i requisiti aggiuntivi da tenere in conto ai fini degli effetti di frenatura ed avviamento.

Per la determinazione delle azioni di frenatura e avviamento relative a ferrovie diverse da quelle ordinarie (ferrovie leggere, metropolitane, a scartamento ridotto, ecc.) dovranno essere eseguiti appositi studi in relazione alla singola tipologia di infrastruttura.

5.2.2.5 Azioni variabili ambientali

5.2.2.5.1 Azione del vento

Le azioni del vento sono definite al § 3.3 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione sia come effetto statico che dinamico. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Nei casi ordinari il treno viene individuato come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4 m dal P.F., indipendentemente dal numero dei convogli presenti sul ponte.

Nel caso in cui si consideri il ponte scarico, l'azione del vento dovrà considerarsi agente sulle barriere antirumore presenti, così da individuare la situazione più gravosa.

5.2.2.5.2 Temperatura

Le azioni della temperatura sono definite al § 3.5 delle presenti Norme Tecniche.

Nelle stesse norme sono individuate le metodologie per valutare l'effetto dell'azione. Le strutture andranno progettate e verificate nel rispetto di queste azioni.

Qualora non si reputi di eseguire uno studio termodinamico degli effetti della temperatura, in via approssimata, essenzialmente per la valutazione delle deformazioni e/o degli stati tensionali delle strutture correnti, possono assumersi i seguenti campi di variazione termica per la struttura.

a) variazione termica uniforme volumetrica

Le variazioni termiche uniformi da considerare per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, rispetto alla temperatura media dal sito, in mancanza di studi approfonditi sono da assumersi pari a:

- Impalcato in calcestruzzo, c.a. e c.a.p. $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$
- Impalcato in struttura mista acciaio - calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$

- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento su ballast $\Delta T = \pm 20^{\circ}\text{C}$
- Impalcato con strutture in acciaio ed armamento diretto $\Delta T = \pm 25^{\circ}\text{C}$
- Strutture in calcestruzzo $\Delta T = \pm 15^{\circ}\text{C}$

Esclusivamente per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio la variazione di temperatura di cui al precedente capoverso dovrà essere incrementata del 50 % per tutte le tipologie di impalcato.

b) variazione termica non uniforme.

In aggiunta alla variazione termica uniforme, andrà considerato un gradiente di temperatura di 5°C fra estradosso ed intradosso di impalcato con verso da determinare caso per caso.

Nel caso di impalcato a cassone in calcestruzzo, andrà considerata una differenza di temperatura di 5°C con andamento lineare nello spessore delle pareti e nei due casi di temperatura interna maggiore/minore dell'esterna.

Nei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, andrà considerata anche una differenza di temperatura di 5°C tra la soletta in calcestruzzo e la trave in acciaio.

Anche per le pile si dovrà tenere conto degli effetti dovuti ai fenomeni termici e di ritiro differenziale.

Per le usuali tipologie di pile cave, salvo più accurate determinazioni, si potranno adottare le ipotesi approssimate di seguito descritte:

- differenza di temperatura tra interno ed esterno pari a 10°C (con interno più caldo dell'esterno o viceversa), considerando un modulo elastico E non ridotto;
- ritiro differenziale fusto-fondazione (fusto-pulvino), considerando un plinto (pulvino) parzialmente stagionato, che non ha, quindi, ancora esaurito la relativa deformazione da ritiro. Conseguentemente a tale situazione si potrà considerare un valore di ritiro differenziale pari al 50% di quello a lungo termine, considerando un valore convenzionale del modulo di elasticità pari ad $1/3$ di quello misurato;
- variazione termica uniforme tra fusto, pila e zattera interrata pari a 5°C (zattera più fredda della pila e viceversa) con variazione lineare tra l'estradosso zattera di fondazione ed una altezza da assumersi, in mancanza di determinazioni più precise, pari a 5 volte lo spessore della parete della pila.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali degli impalcato, con l'esclusione delle analisi di comfort, dovranno considerarsi delle differenze di temperatura fra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcato di 10°C . Per tali differenze di temperatura potrà assumersi un andamento lineare fra i detti estremi, considerando gli stessi gradienti termici diretti sia in un verso che nell'altro.

Per il calcolo degli effetti di interazione statica binario-struttura, si potranno considerare i seguenti effetti termici sul binario:

- in assenza di apparecchi di dilatazione del binario, si potrà considerare nulla la variazione termica nel binario, essendo essa ininfluenza ai fini della valutazione delle reazioni nei vincoli fissi e delle tensioni aggiuntive nelle rotaie e non generando essa scorrimenti relativi binario-impalcato;
- in presenza di apparecchi di dilatazione del binario, si assumeranno variazioni termiche del binario pari a $+30^{\circ}\text{C}$ e -40°C rispetto alla temperatura di regolazione del binario stesso. Nel caso di impalcato in acciaio esse dovranno essere applicate contemporaneamente alle variazioni termiche dell'impalcato e con lo stesso segno. Nel caso di impalcato in c.a.p. o misti in acciaio-calcestruzzo, occorrerà considerare, tra le due seguenti, la condizione più sfavorevole nella combinazione con le altre azioni: nella prima è nulla la variazione termica nell'impalcato e massima (positiva o negativa) quella nella rotaia, nella seconda è nulla la variazione termica nella rotaia e massima (positiva o negativa) quella nell'impalcato.

Ai fini delle verifiche di interazione, le massime variazioni termiche dell'impalcato rispetto alla temperatura dello stesso all'atto della regolazione del binario, possono essere assunte pari a quelle indicate in precedenza, in funzione dei materiali costituenti l'opera e della tipologia di armamento. Beninteso, quanto innanzi esplicitato trova applicazione quando la regolazione del binario viene eseguita nei periodi stagionali nei quali il ponte viene a trovarsi approssimativamente in condizioni di temperatura media. In generale si possono ritenere trascurabili, e comunque in favore di sicurezza, gli effetti del gradiente termico lungo l'altezza dell'impalcato.

5.2.2.6 Effetti di interazione statica Treno-Binario-Struttura

Nei casi in cui si abbia continuità delle rotaie tra il ponte ed il rilevato a tergo delle spalle ad una o ad entrambe le estremità del ponte (ipotesi di assenza, ad uno o ad entrambi gli estremi del ponte, di apparecchi di dilatazione del binario) si dovrà tenere conto degli effetti di interazione tra binario e struttura che inducono forze longitudinali nella rotaia e nella sottostruttura del ponte (sistemi fondazione - pila - apparecchio di appoggio, fondazione - spalla - apparecchio di appoggio) e scorrimenti longitudinali tra binario e impalcato che interessano il mezzo di collegamento (ballast e/o attacco).

Le suddette azioni dovranno essere portate in conto nel progetto di tutti gli elementi della struttura (impalcato, apparecchi d'appoggio, pile, spalle, fondazioni, ecc.) e dovranno essere tali da non compromettere le condizioni di servizio del binario (tensioni nella rotaia, scorrimenti binario-impalcato).

Devono essere considerati gli effetti di interazione binario-struttura prodotti da:

- frenatura ed avviamento dei treni;
- variazioni termiche della struttura e del binario;
- deformazioni dovute ai carichi verticali.

Gli effetti di interazione prodotti da viscosità e ritiro nelle strutture in c.a. e c.a.p. dovranno essere presi in conto, ove rilevanti.

La rigidità del sistema appoggio/pile/fondazioni, da considerare per la valutazione degli effetti delle interazioni statiche, dovrà essere calcolata trascurando lo scalzamento nel caso di pile in alveo.

Al fine di garantire la sicurezza del binario rispetto a fenomeni di instabilità per compressione e rottura per trazione della rotaia, nonché rispetto ad eccessivi scorrimenti nel ballast, causa di un suo rapido deterioramento, occorre che vengano rispettati i limiti sull'incremento delle tensioni nel binario e sugli spostamenti relativi tra binario ed estradosso dell'impalcato o del rilevato forniti dal Gestore dell'Infrastruttura che specificherà modalità e parametri di controllo in funzione delle caratteristiche dell'infrastruttura e della tipologia di armamento (rotaie, traverse, attacchi) e della presenza o meno del ballast.

La verifica di sicurezza del binario andrà condotta considerando la combinazione caratteristica (SLE), adottando per le azioni termiche coefficienti $\psi_{oi}=1,0$.

5.2.2.7 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari

Il passaggio dei convogli ferroviari induce sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio barriere antirumore) onde di pressione e depressione secondo gli schemi riportati nel seguito.

Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno nei casi in cui, in ragione della velocità della linea, non si instaurino amplificazioni dinamiche significative per il comportamento degli elementi strutturali investiti dalle azioni aerodinamiche. Esse dovranno essere utilizzate per il progetto delle barriere e delle relative strutture di sostegno (cordoli, solette, fondazioni, ecc.).

I carichi equivalenti sono considerati valori caratteristici delle azioni.

In ogni caso le azioni aerodinamiche dovranno essere cumulate con l'azione del vento come indicato al punto 5.2.3.3.2.

5.2.2.7.1 Superfici verticali parallele al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{1k}$ relativi a superfici verticali parallele al binario sono forniti in Fig. 5.2.8 in funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino.

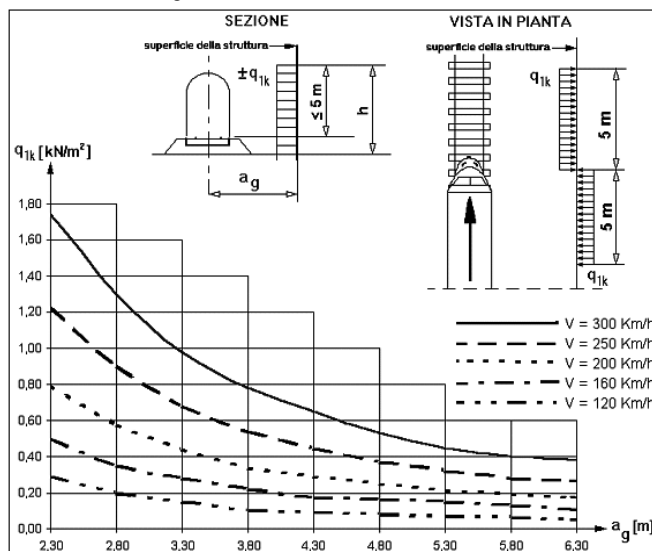


Figura 5.2.8 - Valori caratteristici delle azioni q_{1k} per superfici verticali parallele al binario

I suddetti valori sono relativi a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli; per i casi di forme aerodinamiche favorevoli, questi valori dovranno essere corretti per mezzo del fattore k_1 , ove:

$k_1 = 0,85$ per convogli formati da carrozze con sagoma arrotondata;

$k_1 = 0,60$ per treni aerodinamici.

Se l'altezza di un elemento strutturale (o parte della sua superficie di influenza) è $\leq 1,0$ m o se la larghezza è $\leq 2,50$ m, l'azione q_{1k} deve essere incrementata del fattore $k_2 = 1,3$.

5.2.2.7.2 Superfici orizzontali al di sopra del binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{2k}$ relativi a superfici orizzontali al di sopra del binario, sono forniti in Fig. 5.2.9 in funzione della distanza h_g della superficie inferiore della struttura dal PF.

La larghezza d'applicazione del carico per gli elementi strutturali da considerare si estende sino a 10 m da ciascun lato a partire dalla mezzeria del binario.

Per convogli transitanti in due direzioni opposte le azioni saranno sommate. Nel caso di presenza di più binari andranno considerati solo due binari.

Anche l'azione q_{2k} andrà ridotta del fattore k_1 , in accordo a quanto previsto nel precedente § 5.2.2.6.1.

Le azioni agenti sul bordo di elementi nastriformi che attraversano i binari, come ad esempio le passerelle, possono essere ridotte con un fattore pari a 0,75 per una larghezza fino a 1,50 m.

5.2.2.7.3 Superfici orizzontali adiacenti al binario

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{3k}$, relativi a superfici orizzontali adiacenti al binario, sono forniti in Fig. 5.2.10 e si applicano indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno.

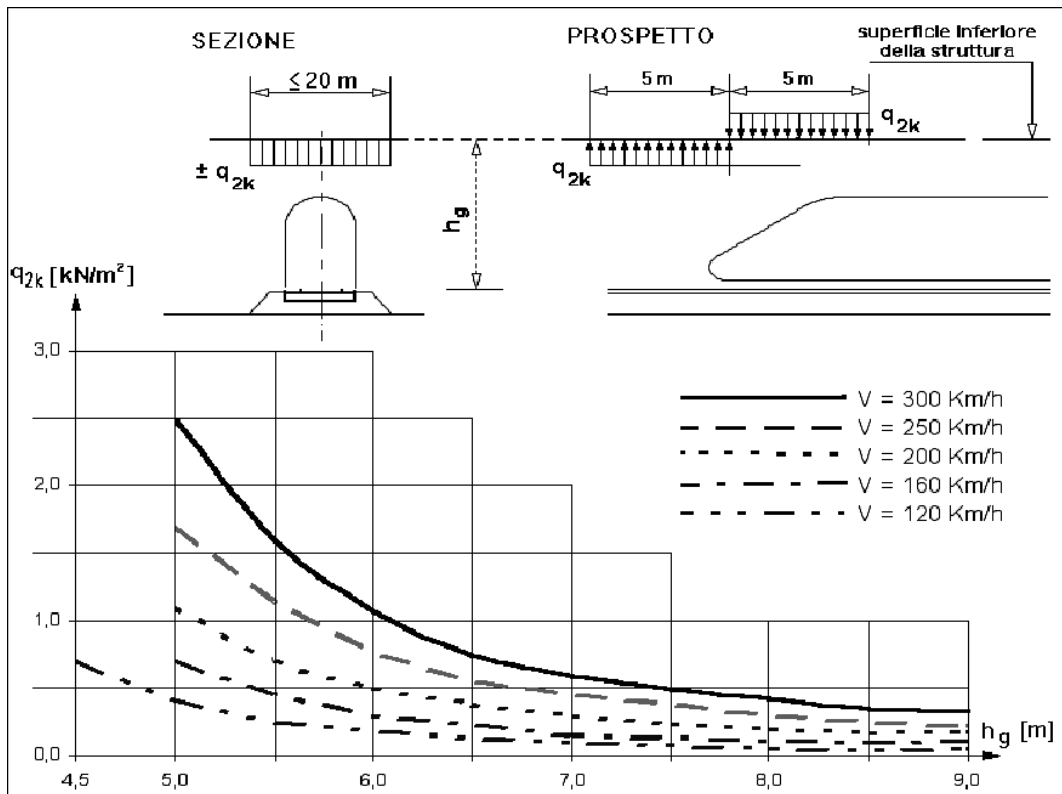


Figura 5.2.9 - Valori caratteristici delle azioni q_{2k} per superfici orizzontali al di sopra del binario

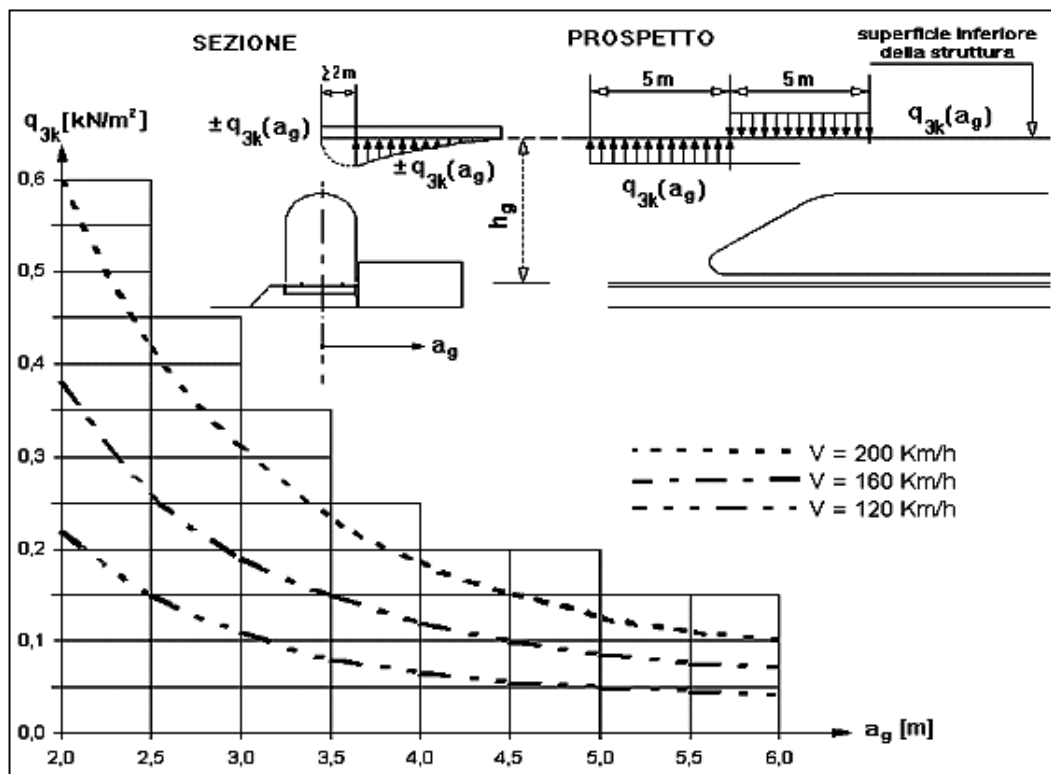


Figura 5.2.10 - Valori caratteristici delle azioni q_{3k} per superfici orizzontali adiacenti al binario

Per tutte le posizioni lungo le superfici da progettare, q_{3k} si determinerà come una funzione della distanza a_g dall'asse del binario più vicino. Le azioni saranno sommate, se ci sono binari su entrambi i lati dell'elemento strutturale da calcolare.

Se la distanza h_g supera i 3,80 m l'azione q_{3k} può essere ridotta del fattore k_3 :

$$k_3 = \frac{(7,5 - h_g)}{3,7} \quad \text{per } 3,8 \text{ m} < h_g < 7,5 \text{ m};$$

$$k_3 = 0 \quad \text{per } h_g \geq 7,5 \text{ m},$$

dove h_g rappresenta la distanza dal P.F. alla superficie inferiore della struttura.

5.2.2.7.4 Strutture con superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate

I valori caratteristici dell'azione $\pm q_{4k}$, sono forniti in Fig. 5.2.11 e si applicano ortogonalmente alla superficie considerata. Le azioni sono determinate secondo quanto detto nel precedente § 5.2.2.6.1 adottando una distanza fittizia dal binario pari a

$$a'_g = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g \quad (5.2.10)$$

Le distanze $\min a_g$, $\max a_g$ sono indicate in Fig. 5.2.11.

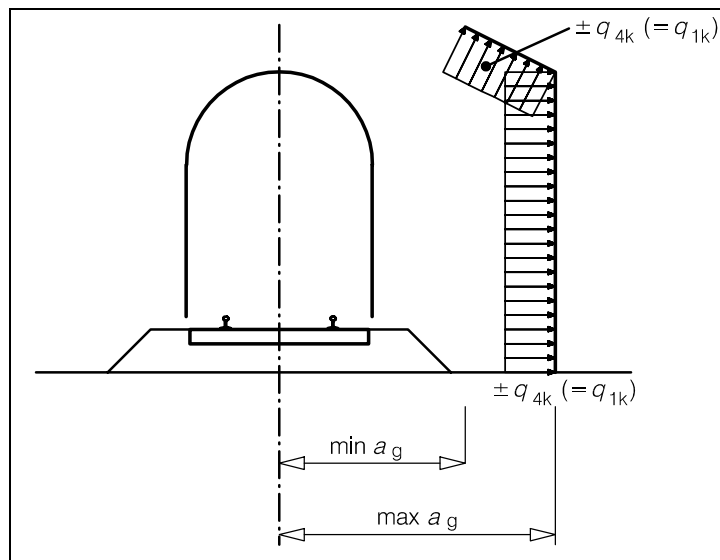


Figura 5.2.11 - Definizione della distanza $\max a_g$ e $\min a_g$ dal'asse del binario

Nei casi in cui $\max a_g > 6 \text{ m}$ si adotterà $\max a_g = 6,0 \text{ m}$

I coefficienti k_1 e k_2 sono gli stessi definiti al precedente § 5.2.2.6.1.

5.2.2.7.5 Superfici che circondano integralmente il binario per lunghezze inferiori a 20 m

In questo caso, tutte le azioni si applicheranno indipendentemente dalla forma aerodinamica del treno nel modo seguente:

- sulle superfici verticali $\pm k_4 \cdot q_{1k}$, per tutta l'altezza dell'elemento, con:
 q_{1k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.1 e $k_4 = 2$;
- sulla superficie orizzontale $\pm k_5 \cdot q_{2k}$, con:
 q_{2k} determinato in accordo con il punto 5.2.2.6.2;
 $k_5 = 2,5$ se la struttura racchiude un solo binario;
 $k_5 = 3,5$ se la struttura racchiude due binari.

5.2.2.8 Azioni sismiche

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2. e al § 7.9.

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si farà di regola riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando con un coefficiente $\psi_2 = 0,2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

5.2.2.9 Azioni eccezionali

5.2.2.9.1 Rottura della catenaria

Si dovrà considerare l'eventualità che si verifichi la rottura della catenaria nel punto più sfavorevole per la struttura del ponte. La forza trasmessa alla struttura in conseguenza di un simile evento si considererà come una forza di natura statica agente in direzione parallela all'asse dei binari, di intensità pari a ± 20 kN e applicata sui sostegni alla quota del filo.

In funzione del numero di binari presenti sull'opera si assumerà la rottura simultanea di:

- 1 catenaria per ponti con un binario;
- 2 catenarie per ponti con un numero di binari compreso fra 2 e 6;
- 3 catenarie per ponti con più di sei binari.

Nelle verifiche saranno considerate rotte le catenarie che determinano l'effetto più sfavorevole.

5.2.2.9.2 Deragliamento al di sopra del ponte

Oltre a considerare i modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità alternativa che un locomotore o un carro pesante deragli, esaminando separatamente le due seguenti situazioni di progetto:

Caso 1: Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno.

Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.

Caso 2: Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80$ kN/m $\cdot 1,4$ esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di 1,5 s rispetto all'asse del binario (Fig. 5.2.13). Per questa condizione convenzionale di carico andrà verificata la stabilità globale dell'opera, come il ribaltamento d'impalcato, il collasso della soletta, ecc.

Per impalcati metallici con armamento diretto, il caso 2 dovrà essere considerato solo per le verifiche globali.

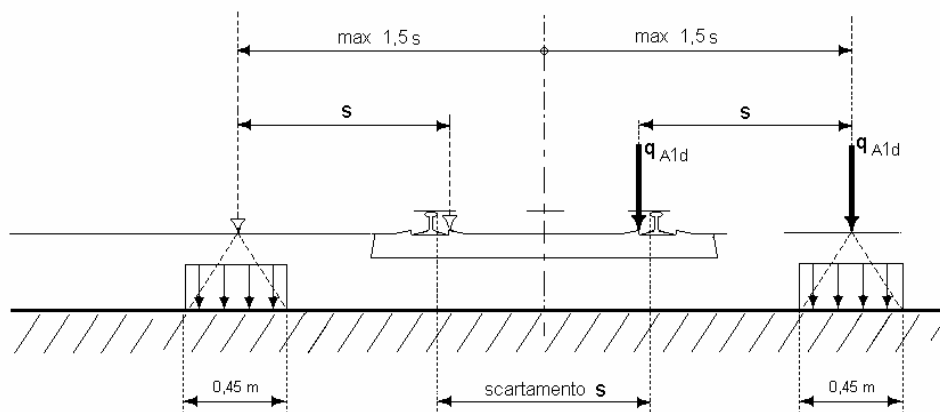


Figura 5.2.12 - Caso 1

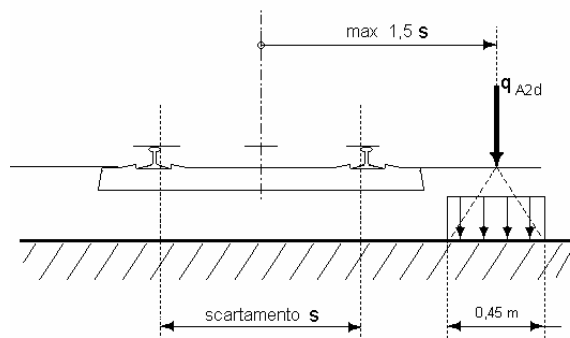


Figura 5.2.13 - Caso 2

5.2.2.9.3 *Deragliamento al di sotto del ponte*

Nel posizionamento degli elementi strutturali in adiacenza della ferrovia, ad eccezione delle gallerie artificiali a parete continua, occorre tenere conto che per una zona di larghezza di 3,5 m misurata perpendicolarmente dall'asse del binario più vicino, vige il divieto di edificabilità

A distanze superiori di 4,50 m è consentita la realizzazione di pilastri isolati. Per distanze intermedie dovranno essere previsti elementi strutturali aventi rigidezza via via crescenti con il diminuire della distanza dal binario.

Le azioni prodotte dal treno deragliato sugli elementi verticali di sostegno adiacenti la sede ferroviaria sono indicate al § 3.6.3.4.

5.2.2.10 *Azioni indirette*

5.2.2.10.1 *Distorsioni*

Le distorsioni, quali ad esempio i cedimenti vincolari artificialmente provocati e non, sono da considerarsi azioni permanenti. Nei ponti in c.a., c.a.p. e a struttura mista i loro effetti vanno valutati tenendo conto dei fenomeni di viscosità.

5.2.2.10.2 *Ritiro e viscosità*

I coefficienti di ritiro e viscosità finali, salvo sperimentazione diretta, sono quelli indicati nel § 11.1.

Qualora si debba provvedere al calcolo dell'ampiezza dei giunti e della corsa degli apparecchi di appoggio, gli effetti del ritiro e della viscosità dovranno essere valutati incrementando del 50% i valori di cui al precedente capoverso.

5.2.2.10.3 *Resistenze parassite nei vincoli*

Nel calcolo delle pile, delle spalle, delle fondazioni, degli stessi apparecchi d'appoggio e, se del caso, dell'impalcato, si devono considerare le forze che derivano dalle resistenze parassite dei vincoli. Le forze indotte dalla resistenza parassita nei vincoli saranno da esprimere in funzione del tipo di appoggio e del sistema di vincolo dell'impalcato.

5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE

5.2.3.1 Combinazione dei treni di carico e delle azioni da essi derivate per più binari

5.2.3.1.1 Numero di binari

Salvo diversa prescrizione progettuale ciascun ponte dovrà essere progettato per il maggior numero di binari geometricamente compatibile con la larghezza dell'impalcato, a prescindere dal numero di binari effettivamente presenti.

5.2.3.1.2 Numero di treni contemporanei

Nella progettazione dei ponti andrà considerata l'eventuale contemporaneità di più treni, secondo quanto previsto nella Tab. 5.2.III. Considerando, in genere, sia il traffico normale che il traffico pesante.

Tabella 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	-	1,0 (LM 71"+SW/0")
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 SW/2
≥ 3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0")	0,75 (LM 71"+SW/0")	1,0 (LM 71"+SW/0")
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0")	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Per strutture con 3 o più binari dovranno considerarsi due distinte condizioni:

- la prima che prevede carichi solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti peggiori tra il caso "a" ed il traffico pesante;
- la seconda che prevede tutti i binari carichi con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

Come "primo" binario si intende quello su cui disporre il treno più pesante per avere i massimi effetti sulla struttura. Per "secondo" binario si intende quello su cui viene disposto il secondo treno per avere, congiuntamente con il primo, i massimi effetti sulla struttura; pertanto, il "primo" e il "secondo" binario possono anche non essere contigui nel caso di ponti con 3 o più binari.

Qualora la presenza del secondo treno o, eventualmente, dei successivi, riduca l'effetto in esame, essi non vanno considerati presenti.

Tutti gli effetti delle azioni dovranno determinarsi con i carichi e le forze disposti nelle posizioni più sfavorevoli. Azioni che producano effetti favorevoli saranno trascurate (ad eccezione dei casi in cui si considerino i treni di carico SW i quali debbono considerarsi applicati per l'intera estensione del carico).

5.2.3.1.3 Simultaneità delle azioni da traffico - valori caratteristici delle azioni combinate in gruppi di carichi

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV.

Il carico verticale, nel caso di ponti con più binari, è quello che si ottiene con i treni specificati nella Tab. 5.2.III.

Nella valutazione degli effetti di interazione, alle azioni conseguenti all'applicazione dei carichi da traffico ferroviario si adotteranno gli stessi coefficienti parziali dei carichi che li generano.

Tabella 5.2.IV - Valutazione dei carichi da traffico

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

I valori fra parentesi indicati nella Tab. 5.2.IV vanno assunti quando l'azione risulta favorevole nei riguardi della verifica che si sta svolgendo.

Il gruppo 4 è da considerarsi esclusivamente per le verifiche a fessurazione. I valori indicati fra parentesi si assumeranno pari a: (0,6) per impalcati con 2 binari caricati e (0,4) per impalcati con tre o più binari caricati.

5.2.3.1.4 Valori rari e frequenti delle azioni da traffico ferroviario

Le azioni derivanti da ciascuno dei gruppi di carico definiti nella Tab. 5.2.IV sono da intendersi come un'unica azione caratteristica da utilizzarsi nella definizione dei valori rari e frequenti.

5.2.3.1.5 Valori quasi-permanenti delle azioni da traffico ferroviario

I valori quasi permanenti delle azioni da traffico ferroviario possono assumersi uguali a 0, fatta eccezione per le combinazioni eccezionali e sismiche.

5.2.3.1.6 Azioni da traffico ferroviario in situazioni transitorie

Nelle verifiche di progetto per situazioni transitorie dovute alla manutenzione dei binari o del ponte, i valori caratteristici delle azioni da traffico, caso per caso, sono da concordarsi con l'autorità ferroviaria.

5.2.3.2 Verifiche alle tensioni ammissibili

Per i ponti ferroviari non è ammesso il metodo di verifica alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7.

5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE

5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione ψ in Tab. 5.2.VI.

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Nella Tab. 5.2.V il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_B coefficiente parziale del peso proprio del ballast;
 γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
 γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

5.2.3.3.2 Requisiti concernenti gli SLE

L'assetto di una struttura, da valutarsi in base alle combinazioni di carico previste dalla presente norma, deve risultare compatibile con la geometria della struttura stessa in relazione alle esigenze dei convogli ferroviari.

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI.

Ove necessario in luogo dei gruppi delle azioni da traffico ferroviario definiti in Tab. 5.2.IV possono considerarsi le singole azioni con i coefficienti di combinazione indicati in Tab. 5.2.VII.

Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr ₁	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₂	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr ₃	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr ₄	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

	Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Per la valutazione degli effetti dell'interazione si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per le azioni che provocano dette interazioni e cioè: temperatura, carichi verticali da traffico ferroviario, frenatura.

In ogni caso le azioni aerodinamiche devono essere cumulate con l'azione del vento. L'azione risultante dovrà essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di 1,5 kN/m² sia nella verifica agli SLE (combinazione caratteristica) sia nella verifica agli SLU con $\gamma_Q = 1,00$ e $\gamma_{Qi} = 1,00$.

5.2.3.3.2.1 Stati limite di esercizio per la sicurezza del traffico ferroviario

Accelerazioni verticali dell'impalcato

Questa verifica è richiesta per opere sulle quali la velocità di esercizio è superiore ai 200 km/h o quando la frequenza propria della struttura non è compresa nei limiti indicati nella Fig. 5.2.7. La verifica, quando necessaria, dovrà essere condotta considerando convogli reali.

In mancanza di ulteriori specificazioni, per ponti con armamento su ballast, non devono registrarsi accelerazioni verticali superiori a $3,5 \text{ m/s}^2$ nel campo di frequenze da 0 a 20 Hz.

Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM 71 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico.

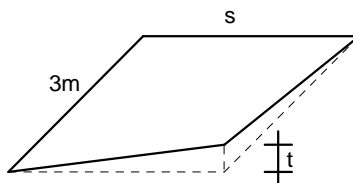


Figura 5.2.14 - Sghembo ammissibile

Il massimo sghembo, misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato (Fig. 5.2.14), non deve eccedere i seguenti valori:

per $V \leq 120 \text{ km/h}$; $t \leq 4,5 \text{ mm/3m}$

per $120 < V \leq 200 \text{ km/h}$; $t \leq 3,0 \text{ mm/3m}$

per $V > 200 \text{ km/h}$; $t \leq 1,5 \text{ mm/3m}$

Per velocità $V > 200 \text{ km/h}$ si deve inoltre verificare che per convogli reali, moltiplicati per il relativo incremento dinamico, risulti $t \leq 1,2 \text{ mm/3m}$.

In mancanza di ulteriori specifiche, lo sghembo complessivo dovuto alla geometria del binario (curve di transizione) e quello dovuto alla deformazione dell'impalcato, non deve comunque eccedere i 6 mm/3 m .

Inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato

Considerando la presenza del treno di carico LM 71, incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico, l'azione del vento, la forza laterale (serpeggio), la forza centrifuga e gli effetti della variazione di temperatura lineare fra i due lati dell'impalcato stabilita al § 5.2.2.4, l'inflessione nel piano orizzontale dell'impalcato non deve produrre:

- una variazione angolare maggiore di quella fornita nella successiva Tab. 5.2.VIII;
- un raggio di curvatura orizzontale minore dei valori di cui alla citata tabella.

Tabella 5.2.VIII - Massima variazione angolare e minimo raggio di curvatura

Velocità [km/h]	Variazione Angolare massima	Raggio minimo di curvatura	
		Singola campata	Più campate
$V \leq 120$	0,0035 rd	1700 m	3500 m
$120 < V \leq 200$	0,0020 rd	6000 m	9500 m
$200 < V$	0,0015 rd	14000 m	17500 m

Il raggio di curvatura, nel caso di impalcato a semplice appoggio, è dato dalla seguente espressione:

$$R = \frac{L^2}{8 \delta_h} \quad (5.2.11)$$

dove δ_h rappresenta la freccia orizzontale.

La freccia orizzontale deve includere anche l'effetto della deformazione della sottostruttura del ponte (pile, spalle e fondazioni), qualora esso sia sfavorevole alla verifica.

5.2.3.3.3 *Verifiche allo stato limite di fatica*

Per strutture e elementi strutturali che presentano dettagli sensibili a fenomeni di fatica vanno effettuate opportune verifiche nei confronti di questo fenomeno.

Le verifiche saranno condotte considerando idonei spettri di carico. La determinazione dell'effettivo spettro di carico da considerare nella verifica del ponte dovrà essere effettuata in base alle caratteristiche funzionali e d'uso della infrastruttura ferroviaria cui l'opera appartiene.

5.2.3.3.4 *Verifiche allo stato limite di fessurazione*

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture viene prefissato uno stato limite di fessurazione commisurato alle condizioni ambientali, di sollecitazione e di ispezionabilità, nonché alla sensibilità delle armature. Tali verifiche vengono condotte per le azioni da traffico gruppo 4 Tab. 5.2.IV.