

## **C5. PONTI**

Il Cap.5 delle NTC tratta i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari.

In particolare, per quanto attiene i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, vengono definite le diverse possibili azioni agenti ed assegnati gli schemi di carico corrispondenti alle azioni variabili da traffico.

Gli schemi di carico stradali e ferroviari da impiegare per le verifiche statiche e a fatica sono generalmente coerenti con gli schemi dell'EN1991-2, cui si può far riferimento per aspetti di dettaglio particolarmente specialistici non trattati nelle NTC.

I carichi da traffico per ponti stradali del modello principale sono indipendenti dall'estensione della zona caricata, includono gli effetti dinamici e sono indifferenziati per le verifiche locali e le verifiche globali, cosicché le possibili ambiguità e/o difficoltà applicative sono minimizzate.

Per i ponti stradali sono anche forniti appositi modelli di carico per il calcolo degli effetti globali in ponti di luce superiore a 300 m.

Per i ponti ferroviari particolare attenzione viene posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni vengono fornite per le verifiche, sia SLU che SLE.

I modelli di carico assegnati, sia per i ponti stradali sia per i ponti ferroviari, sono modelli ideali, intesi riprodurre gli effetti del traffico reale, caratterizzati da assegnato periodo di ritorno. Essi non sono pertanto rappresentativi di veicoli o convogli reali.

A titolo puramente informativo si precisa che i valori caratteristici dei carichi da traffico sono associati ad un periodo di ritorno di 1000 anni.

Si segnala ancora che i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai carichi variabili da traffico sono minori di quelli pertinenti alle altre azioni variabili; infatti, il coefficiente  $\gamma_Q$  per le azioni da traffico stradale vale 1,35 per le combinazioni EQU e STR e 1,15 per la combinazione GEO, e il coefficiente  $\gamma_Q$  per le azioni da traffico ferroviario vale 1,45 per le combinazioni EQU e STR e 1,25 per la combinazione GEO.

### **C5.1 PONTI STRADALI**

#### **C5.1.2.4 Compatibilità idraulica**

Le questioni idrauliche, da trattare con ampiezza e grado di approfondimento commisurati alla natura dei problemi ed al grado di elaborazione del progetto, devono essere oggetto di apposita rela-

zione idraulica, che farà parte integrante del progetto stesso.

Gli elementi del ponte, quali le opere strutturali, di difesa ed accessorie, quando interessino l'alveo di un corso d'acqua, devono far parte di un progetto unitario.

Nello studio devono essere in particolare illustrati i seguenti aspetti:

- ricerca e raccolta presso gli Uffici ed Enti competenti delle notizie e dei rilievi esistenti, utili per lo studio idraulico da svolgere;
- giustificazione della soluzione proposta per: l'ubicazione del ponte, le sue dimensioni e le sue strutture in pianta, in elevazione ed in fondazione, tenuto conto del regime del corso d'acqua, dell'assetto morfologico attuale e della sua prevedibile evoluzione, nonché della natura geotecnica della zona interessata;
- studio idrologico degli eventi di massima piena; esame dei principali eventi verificatisi nel corso d'acqua; raccolta dei valori estremi in quanto disponibili, e loro elaborazione in termini di frequenza probabile del loro verificarsi; definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- definizione della scala delle portate nella sezione interessata per le condizioni attuali e per quelle dipendenti dal costruendo manufatto, anche per le diverse e possibili fasi costruttive previste; calcolo del rigurgito provocato dal ponte;
- allontanamento delle acque dall'impalcato e prevenzione del loro scolo incontrollato sulle strutture del ponte stesso o su infrastrutture sottostanti.

La quota idrometrica ed il franco devono essere posti in correlazione con la piena di progetto anche in considerazione della tipologia dell'opera e delle situazioni ambientali.

In tal senso può ritenersi normalmente che il valore della portata massima e del relativo franco siano riferiti ad un tempo di ritorno non inferiore a 200 anni; è di interesse stimare i valori della frequenza probabile di ipotetici eventi che diano luogo a riduzioni del franco stesso. Nel caso di corsi di acqua arginati, la quota di sottotrave deve essere comunque non inferiore alla quota della sommità arginale.

Nello studio idraulico devono inoltre essere considerati i seguenti problemi:

- classificazione del corso d'acqua ai fini dell'esercizio della navigazione interna;
- valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni delle pile, delle spalle e delle relative fondazioni e di altri manufatti presenti nelle vicinanze;
- esame delle conseguenze della presenza di natanti, corpi flottanti e trasportati dalle acque e studio

della difesa dagli urti e dalle abrasioni, nonché delle conseguenze di possibili ostruzioni delle luci (specie se queste possono creare invasi anche temporanei a monte), sia in fase costruttiva che durante l'esercizio delle opere.

In situazioni particolarmente complesse può essere opportuno sviluppare le indagini anche con l'ausilio di modelli idraulici sperimentali.

A titolo di indicazione, in aggiunta alla prescrizione di un franco normale minimo di  $1,50 \div 2,00$  m, è da raccomandare che il dislivello tra fondo e sottotrave sia non inferiore a  $6 \div 7$  m quando si possa temere il transito d'alberi d'alto fusto, con l'avvertenza di prevedere valori maggiori per ponti con luci inferiori a 40 m o per ponti posti su torrenti esposti a sovralti d'alveo per deposito di materiali lapidei provenienti da monte o dai versanti.

Quando l'intradosso delle strutture non sia costituito da un'unica linea orizzontale tra gli appoggi, il franco previsto deve essere assicurato per una ampiezza centrale di  $2/3$  della luce, e comunque non inferiore a 40 m.

Per ponti posti su vie classificate navigabili va rispettata la luce minima sotto il ponte, che compete ai natanti per i quali il corso è classificato, fino alla portata per la quale sia consentita la navigazione.

Il sistema di smaltimento delle acque meteoriche deve essere tale da evitare ristagni sulla sede stradale. Le caditoie, cui resta affidata la funzione di evacuazione di cui sopra, devono essere disposte in numero ed in posizioni dipendenti dalla geometria pano-altimetrica della sede stradale e dalla pluviometria della zona e dalle loro dimensioni.

Il tubo di eduazione deve essere sufficientemente prolungato fino a portare l'acqua di scolo a distanza tale da evitare la ricaduta sulle strutture anche in presenza di vento.

Nel caso di attraversamento di zone urbane ed in tutti quei casi in cui le acque di eduazione possono produrre danni e inconvenienti, deve essere prescritto che esse siano intubate fino a terra ed eventualmente immesse in un sistema fognante.

Nelle strutture a cassone devono praticarsi dei fori di evacuazione di eventuali acque di infiltrazione nei punti di possibili accumulo, verso i quali devono essere indirizzate le pendenze interne delle strutture. Si devono dotare tali fori di tubi di evacuazione e di gocciolati, al fine di evitare scoli di acque sul manufatto.

### **C5.1.3 AZIONI SUI PONTI STRADALI**

#### **C5.1.3.3 Azioni variabili da traffico**

##### ***C5.1.3.3.5 Definizione delle corsie***

Ai fini del calcolo, la carreggiata deve essere suddivisa in corsie convenzionali, ciascuna di larghezza 3,00 m, come indicato al §5.1.3.3.2 delle NTC, in modo da individuare di volta in volta le condizioni di carico più severe per la verifica in esame. A tal fine, si osserva che le corsie convenzionali possono essere adiacenti oppure no, a seconda del dettaglio considerato e della forma della superficie d'influenza.

Le corsie convenzionali, la loro posizione e la loro numerazione sono indipendenti dalle corsie fisiche, disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale.

In alcuni casi, verifiche per particolari SLE e/o verifiche a fatica, le corsie convenzionali possono essere disposte in modo meno severo e possono coincidere con le corsie fisiche.

##### ***C5.1.3.3.6 Schemi di carico***

Gli schemi di carico specificati al §5.1.3.3.3 delle NTC includono gli effetti dinamici determinati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di media qualità secondo la norma ISO8685:1995.

Lo schema di carico 1 vale per ponti di luce non maggiore di 300 m.

Per ponti di luce superiore a 300 m e in assenza di studi specifici, in alternativa allo schema di carico 1, generalmente cautelativo, si può utilizzare lo schema di carico 6.

##### ***C5.1.3.3.7 Disposizioni dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose***

Gli assi tandem si considerano viaggianti secondo l'asse longitudinale del ponte e sono generalmente disposti in asse alle rispettive corsie.

Nel caso in cui si debbano considerare due corsie con tandem affiancati per ponti con carreggiata di larghezza minore di 5,80 m la minima distanza trasversale tra due tandem affiancati si può considerare uguale a 50 cm.

##### ***C5.1.3.3.7.1 Carichi verticali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte***

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1, in cui per semplicità, i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,20 m.

In un rilevato correttamente consolidato, si può assumere una diffusione del carico con angolo di 30°.

#### C5.1.3.3.7.2 Carichi orizzontali da traffico su rilevati e su terrapieni adiacenti al ponte

Ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e dei muri laterali, i carichi orizzontali da traffico sui rilevati o sui terrapieni possono essere considerati assenti.

Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse  $Q_{1k}$ . Pertanto, in ponti di 1<sup>a</sup> categoria si considererà un carico orizzontale di 180 kN, concomitante con un carico verticale di 300 kN, mentre in ponti di 2<sup>a</sup> categoria si considererà un carico orizzontale di 144 kN, concomitante con un carico verticale di 240 kN.

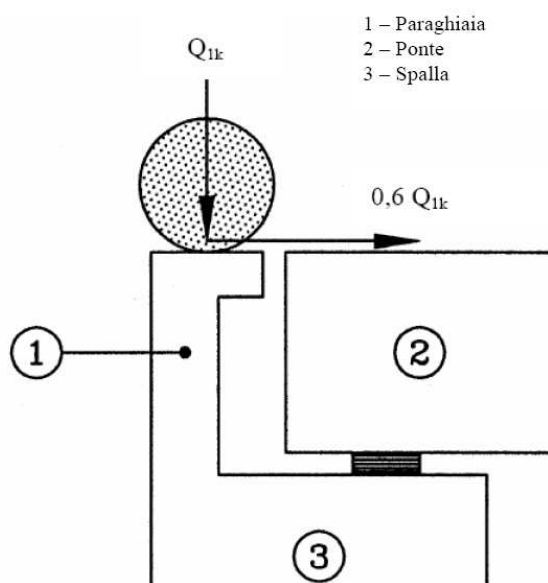


Figura C5.1.1 Carichi da traffico su muri paraghiaia

### C5.1.4 VERIFICHE DI SICUREZZA

#### C5.1.4.3 Verifiche allo stato limite di fatica

I modelli di carico a fatica n. 1, 2, 3 e 4 assegnati al §5.1.4.3 delle NTC includono gli effetti dinamici calcolati con riferimento alla rugosità di pavimentazioni stradali di qualità buona secondo la norma ISO8685:1995.

In prossimità di un giunto d'espansione può essere necessario considerare un fattore di amplificazione dinamica addizionale  $\Delta\phi_{fat}$ , da applicare a tutti i carichi e dato da

$$\Delta\phi_{fat} = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{d}{26}\right) \geq 1,0 \quad (C5.1.1)$$

dove  $d$  è la distanza in m della sezione considerata dalla sezione di giunto, espressa in m.

#### C5.1.4.9 Ponti di 3<sup>a</sup> categoria

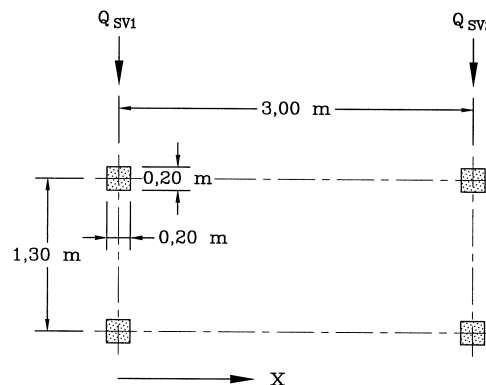
Per i ponti di 3<sup>a</sup> categoria si deve considerare lo schema di carico 4, folla compatta, applicato su tutta la parte sfavorevole della superficie d'influenza.

L'intensità del carico, comprensiva degli effetti dinamici, è di  $5,0 \text{ kN/m}^2$ . Tuttavia, quando si possa escludere la presenza di folla compatta, come accade per ponti in zone scarsamente abitate, l'intensità del carico può essere ridotta, previa adeguata giustificazione, a

$$2,50 \text{ kN/m}^2 \leq q_{f,r} = 2,0 + \frac{120}{L+30} \leq 5,00 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{C5.1.2})$$

dove  $L$  è la lunghezza della stesa di carico in m.

Qualora sia necessario considerare la presenza di un veicolo sul ponte per operazioni di manutenzione o di soccorso, si può considerare lo schema di carico di Figura C5.1.2, costituito da due assi di peso  $Q_{sv1}=40 \text{ kN}$  e  $Q_{sv2}=80 \text{ kN}$ , comprensivi degli effetti dinamici, con carreggiata di  $1,3 \text{ m}$  ed interasse  $3,0 \text{ m}$ . L'impronta di ciascuna ruota può essere considerata quadrata di lato  $20 \text{ cm}$ . A questo schema può essere associata una forza orizzontale di frenamento pari al 60% del carico verticale.



**Figura C5.1.2** Veicolo di servizio per ponti di 3<sup>a</sup> categoria

##### C5.1.4.9.1 Modelli dinamici per ponti di 3a categoria

Vibrazioni nei ponti pedonali possono essere indotte da varie cause, quali, per esempio, vento o persone singole o in gruppo che camminano, corrono, saltano o danzano sul ponte.

Ai fini delle verifiche nei riguardi dello stato limite di vibrazione può essere necessario considerare appropriati modelli dinamici, che tengano conto del numero e della posizione delle persone simultaneamente presenti sul ponte e di fattori esterni, quale la localizzazione del ponte stesso, e definire opportuni criteri di comfort, facendo riferimento a normative e a procedure di comprovata

validità.

A titolo puramente informativo, si può considerare che, in assenza di significativa risposta da parte del ponte, una persona che cammina eccita il ponte con un'azione periodica verticale con frequenza compresa tra 1 e 3 Hz e un'azione orizzontale simultanea con frequenza compresa tra 0,5 e 1,5 Hz, e che un gruppo di persone in leggera corsa eccita il ponte con una frequenza verticale pari a circa 3 Hz.

## **C5.2 PONTI FERROVIARI**

### **C5.2.1.2 Compatibilità idraulica**

Vale quanto detto al § C.5.1.2.4

### **C5.2.2 AZIONI SULLE OPERE**

#### **C5.2.2.3 Azioni variabili da traffico**

Le azioni variabili da traffico assegnate ai §§5.2.2.3 e 5.2.2.4 delle NTC sono relativi alla rete ferroviaria con scartamento standard e alle linee principali.

Per ferrovie a scartamento ridotto, tramvie e linee ferroviarie leggere, metropolitane e funicolari non valgono le prescrizioni di cui sopra e le azioni debbono essere determinate caso per caso, in riferimento alle peculiarità della linea servita, sulla base di studi specifici o a normative di comprovata validità.

#### **C5.2.2.6 Effetti di interazione statica treno-binario-struttura**

Ai fini della determinazione degli effetti di interazione statica treno-binario-struttura, di cui al §5.2.2.6 delle NTC, si possono utilizzare i legami tra la resistenza longitudinale allo scorrimento e lo scorrimento longitudinale per metro di binario singolo, riportati nelle figure C5.2.1, C5.2.2 e C5.2.3 e relativi ai casi di posa su ballast, posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K e posa diretta con attacco elastico, rispettivamente.

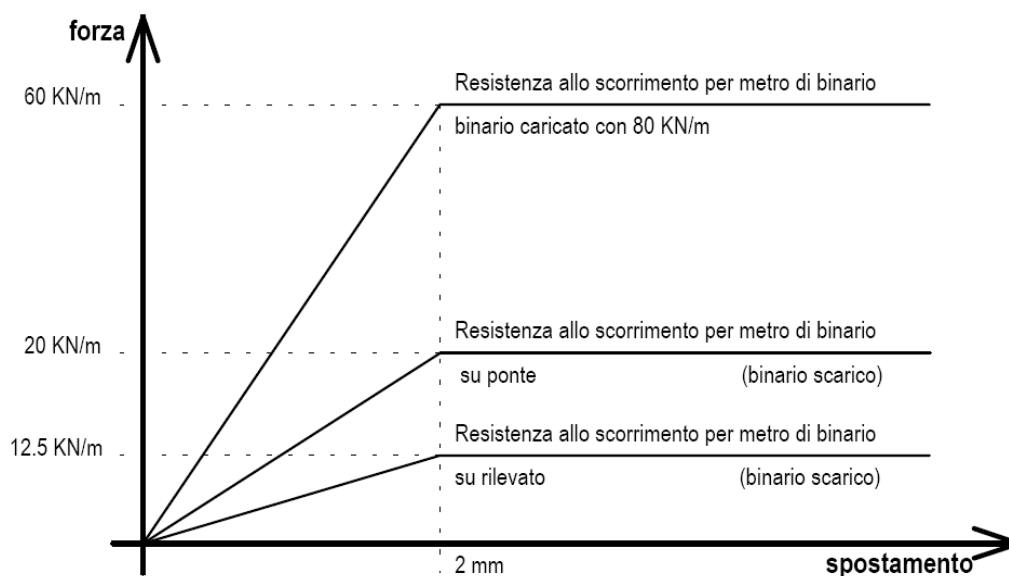
Nel caso di posa su ballast, la forza di scorrimento longitudinale  $q$ , in assenza di carico verticale da traffico, è assunta pari a 12.5 kN/m su rilevato e a 20 kN/m su ponte, mentre in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m, è assunta pari a 60 kN/m. Per carichi diversi i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 2 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

Nel caso di binario con posa diretta, la resistenza allo scorrimento  $q$  dipende dal tipo di attacco e dalla forza di serraggio, oltre che dal carico verticale applicato, come descritto nel seguito. Dette norme non si applicano alle opere d'arte con armamento di tipo innovativo.

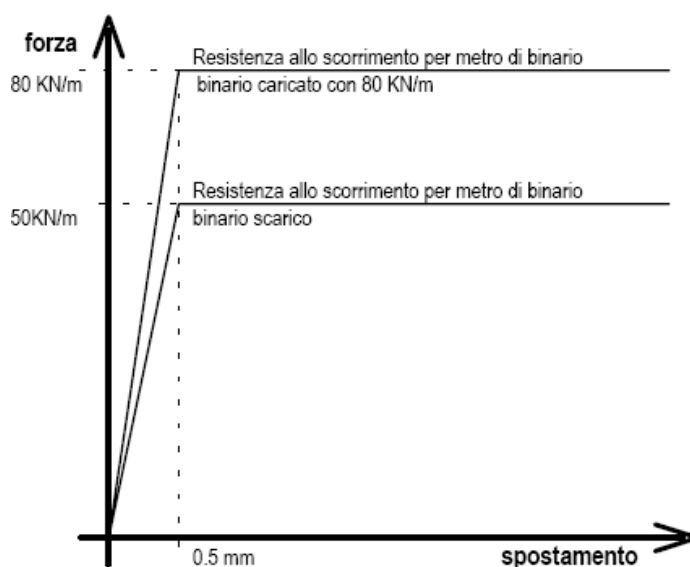
Per l'attacco indiretto di tipo K tradizionale, la forza di scorrimento longitudinale  $q$  è assunta, per interasse fra le traverse di 0.6 m, 50 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e 80 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Per l'attacco elastico, la forza di scorrimento longitudinale  $q$  è assunta pari a 13 kN/m in assenza di carico verticale da traffico e a 35 kN/m in presenza di un carico verticale da traffico di 80 kN/m.

Nel caso di posa diretta e per carichi verticali da traffico diversi, i valori della resistenza si otterranno per interpolazione o estrapolazione lineare. In tutti i casi si assume uno spostamento di soglia di 0.5 mm, per cui risulta univocamente definita la rigidità iniziale.

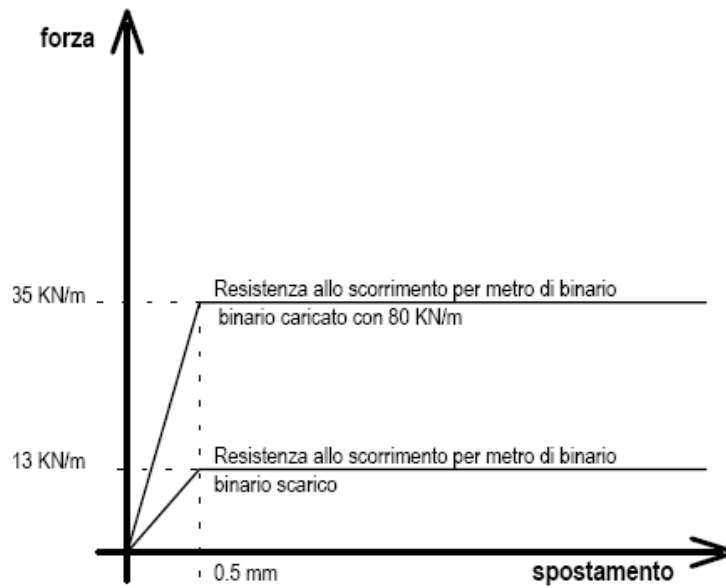


**Figura C5.2.1** Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di un singolo binario (posa su ballast)



**Figura C5.2.2** Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro per il singolo binario (posa diretta con attacco tradizionale indiretto di tipo K)





**Figura C5.2.3** *Legame tra resistenza allo scorrimento e scorrimento longitudinale per metro di singolo binario (posa diretta con attacco elastico)*

## **C5.2.3 PARTICOLARI PRESCRIZIONI PER LE VERIFICHE**

### **C5.2.3.3 Verifiche agli SLU e SLE**

#### ***C5.2.3.3.1 Requisiti concernenti gli SLU***

Al §5.2.3.3.1 delle NTC, il carico permanente dovuto al ballast è trattato, se sfavorevole, come un carico variabile non da traffico (v. Tabella 5.2.V delle NTC) ed è precisato che qualora se ne prevedano variazioni significative, queste dovranno essere esplicitamente considerate nelle verifiche. In quest'ultimo caso dovranno essere aumentate di conseguenza anche le masse sismiche.