LE NUOVE NTC 2018

Principali innovazioni rispetto alle NTC2008
in relazione al Capitolo 5 Ponti

ORDINE DEGLI INGEGNERI
PROVINCIA DI PERUGIA

Commissione Strutture e Geotecnica
Ing. Alessandro Biscarini

Di cosa parleremo?

1. Principali differenze tra NTC2008 e NTC2018 relative al capitolo 5 “Ponti” ed ai suoi 2 paragrafi
2. In particolare delle novità introdotte al paragrafo 5.1 relative ai *Ponti Stradali*
3. E delle novità introdotte al paragrafo 5.2 relative ai *Ponti Ferroviari*

NTC 2018

Capitolo	
1	Oggetto
2	Sicurezza e prestazioni attese
3	Azioni sulle Costruzioni
4	Costruzioni civili e industriali
5	Ponti
6	Progettazione geotecnica
7	Progettazione in presenza di azioni sismiche
8	Costruzioni esistenti
9	Collaudo Statico
10	Redazione dei progetti esecutivi e delle relazioni di calcolo
11	Materiali e prodotti per uso strutturale
12	Riferimenti tecnici

CAPITOLO 5:
Ponti

PARAGRAFO 5.1:
Ponti Stradali

5.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI

5.1.2.1 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 esterni dell'impalcato.

La sede stradale sul ponte è composta dalla piattaforma, eventualmente divisa da uno spartitraffico e composta dalle corsie e dalle banchine, dai cordoli e laddove previsti dai marciapiedi, a seconda dell'importanza, della funzione e delle caratteristiche della strada.

La superficie carrabile del ponte è composta dalla piattaforma e da eventuali marciapiedi sormontabili, di altezza inferiore a 20 cm e non protetti da barriere di sicurezza stradale o da altri dispositivi di ritenuta.

5.1.2.2 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 può 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 devono avere il tirante corrispondente alla classe dei natanti previsti.

Per tutti i casi in deroga all'altezza minima prescritta di 5 m, si devono 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.

NTC2018 = NTC2008

5.1.2.4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale o artificiale, il progetto ~~dovrà~~ deve essere corredato da uno studio di compatibilità' idraulica costituito 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~~ dello studio e delle indagini che ne costituiscono la base ~~saranno~~ devono essere commisurati all'importanza del problema ed al livello di progettazione.

Deve in ogni caso essere definita una piena di progetto caratterizzata da un tempo di ritorno Tr pari a 200 anni (Tr = 200).

Coerentemente al livello di progettazione, lo studio di compatibilità idraulica deve riportare:

- l'analisi idrologica degli eventi di massima piena e stima della loro frequenza probabile
- la definizione dei mesi dell'anno durante i quali siano da attendersi eventi di piena, con riferimento alla prevista successione delle fasi costruttive;
- la definizione della scala delle portate nelle condizioni attuali, di progetto, e nelle diverse fasi costruttive previste, corredata dal calcolo del profilo di rigurgito indotto dalla presenza delle opere in alveo, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti;
- la valutazione dello scavo localizzato con riferimento alle forme ed alle dimensioni di pile, spalle e relative fondazioni, nonché di altre opere in alveo provvisionali e definitive, tenendo conto della possibile formazione di ammassi di detriti galleggianti oltre che dei fenomeni erosivi generalizzati conseguenti al restringimento d'alveo;
- l'esame delle conseguenze di urti ed abrasioni dovuti alla presenza di natanti e corpi flottanti.

~~Di norma~~ il manufatto non dovrà interessare con spalle, pile e rilevati la sezione del il corso d'acqua ~~attivo~~ interessata dalla piena di progetto e, se arginato, i corpi arginali.

Qualora ~~eccezionalmente~~ fosse necessario realizzare pile in alveo, la luce netta minima tra pile contigue, o fra pila e spalla del ponte, misurata ortogonalmente al filone principale della corrente, non ~~dovrà~~ deve essere inferiore a 40 metri.

Per i ponti esistenti eventualmente interessati da luci nette di misura inferiore è ammesso l'allargamento della piattaforma, a patto che questo non comporti modifiche dimensionali delle pile, delle spalle o della pianta delle fondazioni di queste, e nel rispetto del franco idraulico come nel seguito precisato.

In tutti gli altri casi deve essere richiesta l'autorizzazione dell' ~~Soluzioni con luci inferiori potranno essere autorizzate dall'~~ Autorità competente, che si esprime previo parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

NTC2018 ≠ NTC2008

5.1.2.4 COMPATIBILITÀ IDRAULICA

Nel caso di pile e/o spalle in alveo cura particolare è da dedicare al problema delle escavazioni **in corrispondenza delle fondazioni ~~dell'alveo~~** e alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle **tenuto anche conto del materiale galleggiante che il corso d'acqua può trasportare. In tali situazioni, una stima anche speditiva dello scalzamento è da sviluppare fin dai primi livelli di progettazione.**

~~La quota idrometrica ed il franco devranno 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~~ **Il franco idraulico, definito come la distanza libida di progetto immediatamente a monte del ponte e l'intradosso delle strutture, è da assumersi non inferiore a 1,50 m e comunque dovrà essere scelto** tenendo conto **di considerazioni e previsioni** sul trasporto solido di fondo e sul trasporto di materiale galleggiante, **garantendo una adeguata distanza tra l'intradosso delle strutture ed il fondo alveo.**

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

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

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associate al livello idrico massimo che si verifica mediamente ogni anno (si assuma Tr = 1,001) devono essere combinate con le altre azioni variabili adottando valori del coefficiente Ψ_0 unitario.

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all'evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione Ψ_1.

Diapositive tratte da "*Aggiornamento delle Norme Tecniche (NTC 2018)*" - Ing. Giovanni Cardinali, 17/03/2018

NTC2018 ≠ NTC2008

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- distorsioni e deformazioni impresse;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili (variazioni termiche, spinte idrodinamiche, vento, neve e le azioni sui parapetti);
- le resistenze passive dei vincoli;
- gli urti sulle barriere di sicurezza stradale di veicoli in svio;
- le azioni sismiche;
- le azioni eccezionali.

5.1.3.1 AZIONI PERMANENTI

1. Peso proprio degli elementi strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

5.1.3.2 DISTORSIONI E 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 ε_2 e viscosità ε_3
   Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo 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
   Devono considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

NTC2018 = NTC2008

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.



Fig. 5.1.1 - *Esempio di numerazione delle corsie*

Tab. 5.1.I - *Numero e larghezza delle corsie*

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

Come riportato al paragrafo 5.1.2.1 nel calcolo di w vanno considerati anche eventuali marciapiadi di h<20cm non protetti da sicurvia

NTC2018 = NTC2008

5.1.3.3.3 **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 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia 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_{1a}, q_{1b} e q_{1c}.

NTC2018 = NTC2008

NTC2018

5.1.3.3.4 ***Categorie Stradali***

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

~~1ª Categoria:~~ ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

~~2ª Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;~~

~~3ª 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 3ª 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.

NTC2018 ≠ NTC2008

NTC2018

8.1.3.5.4 Categorie Stradali

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

ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

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.

Sono stati eliminati i Ponti di 2° Categoria. Ex NTC2018 abbiamo

Ponti Stradali

Ponti Pedonali

NTC2018 ≠ NTC2008

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

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

~~Per i ponti di 2ª Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse Q_{1k} = 240 kN ed un carico distribuito q_{1k} = 7,70 [kN/m²]. Sulle altre corsie vanno applicati i carichi associati ai ponti di 1ª Categoria.~~

Per i ponti di 3ª 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 $q_{1,m}$, sulla corsia n. 2 un carico $q_{1,k}$, sulla corsia n. 3 un carico $q_{1,r}$ e sulle altre corsie e sull'area rimanente un carico distribuito di intensità 2,5 kN/m².

I carichi $q_{1,m}$, $q_{1,k}$ e $q_{1,r}$ si dispongono in asse alle rispettive corsie.



Schema di carico 2
(dimensioni in [m])



Schema di carico 4
(dimensioni in [m])

NTC2018 ≠ NTC2008

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 pedonali 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.

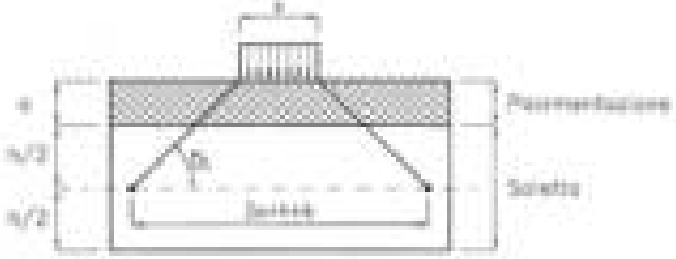


Fig. 5.1.3.a - *Diffusione dei carichi concentrati nelle solette*

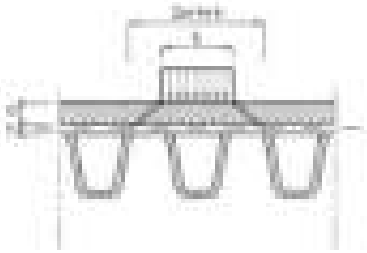


Fig. 5.1.3.b - *Diffusione dei carichi concentrati negli impalcati a piastra ortotropa*

NTC2018 = NTC2008

5.1.3.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE IN PRESENZA DI DISCONTINUITÀ STRUTTURALE: q_2

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

5.1.3.5 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. 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 nella corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \le q_3 = 0.6\,(2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \le 900 \text{ kN} \qquad [5.1.4]$$

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 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO. AZIONI 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 $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$ 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.

Tab. 5.1.III - *Valori caratteristici delle forze centrifughe*

Raggio di curvatura [m]	q_4 [kN]
R < 200	$0.2\,Q_v$
200 ≤ R ≤ 1500	$40\,Q_v/R$
1500 ≤ R	0

NTC2018 = NTC2008

3.1.3.7 AZIONI DI NEVE E DI VENTO: q_5

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

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un sistema di carichi statici, la cui componente principale è orizzontale e diretta ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretta nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale componente principale si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici investite, ivi compresi i parapetti, le barriere di sicurezza stradale e le barriere acustiche, ove previste; al riguardo può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

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

Azione del Vento secondo EC1-4 e CNR-DT 207/2008

NTC2018 = NTC2008

5.1.3.8 AZIONI IDRODINAMICHE: q_8

Le azioni idrodinamiche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi devono essere calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.3 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo, dovute, per esempio, allo scalzamento.

5.1.3.9 AZIONI DELLA TEMPERATURA: q_7

Il calcolo degli effetti delle variazioni termiche deve essere effettuato in accordo al carattere ed all'intensità di tali variazioni definite nel Capitolo 3. Per situazioni di particolare complessità può anche farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità, di cui al Capitolo 12.

Riportate in paragrafi diversi nelle NTC2008 ma essenzialmente invariate

NTC2018 = NTC2008

5.1.3.10 AZIONI SUI PARAPETTI E URTO DI VEICOLO IN SVIO: q_8

L'altezza dei parapetti non può 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.

Le barriere di sicurezza stradali e gli elementi strutturali ai quali sono collegate devono essere dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una combinazione di carico nella quale al sistema di forze orizzontali, equivalenti all'effetto dell'azione d'urto sulla barriera di sicurezza stradale, si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo Schema di Carico 2, posizionato in adiacenza alla barriera stessa e disposto nella posizione più gravosa.

Tale sistema di forze orizzontali potrà essere valutato dal progettista, alternativamente, sulla base:

- delle risultanze sperimentali ottenute nel corso di prove d'urto al vero, su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, mediante l'utilizzo di strumentazione atta a registrare l'evoluzione degli effetti dinamici;
- del riconoscimento di equivalenza tra il sistema di forze e le azioni trasmesse alla struttura, a causa di urti su barriere della stessa tipologia e della classe di contenimento previste in progetto, laddove tale equivalenza risulti da valutazioni teoriche e/o modellazioni numerico-sperimentali;

In assenza delle suddette valutazioni, il sistema di forze orizzontali può essere determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo d'insieme della barriera e deve essere applicato ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h1 e h2, dove h1 = (altezza della barriera - 0,10m) e h2 = 1,00 m. Nel dimensionamento degli elementi strutturali ai quali è collegata la barriera si deve tener conto della eventuale sovrapposizione delle zone di diffusione di tale sistema di forze, in funzione della geometria della barriera e delle sue condizioni di vincolo. Per il dimen-

Maggiore dettaglio nella definizione dell'azione

NTC2018 ≠ NTC2008

5.1.3.11 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI: q_{10}

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 devono essere valutate sulla base delle caratteristiche dell'appoggio e degli spostamenti previsti.

Le resistenze passive dei vincoli devono essere considerate associate a quelle azioni per le quali danno effetto.

Il coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU deve essere assunto come per le azioni variabili.

5.1.3.12 AZIONI SISMICHE: E

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui ai §§ 2.5.3 e 3.2.

Nelle espressioni [2.5.5] e [2.5.7] si assume, di regola, per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0.0$.

Ove necessario, per esempio per ponti in zona urbana di intenso traffico, si assume per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_2 = 0.2$, quando rilevante, sia nella combinazione delle azioni, sia per la definizione dell'effetto dell'azione sismica.

5.1.3.13 AZIONI ECCEZIONALI: A

Le azioni eccezionali da considerare nel progetto sono valutate sulla base delle indicazioni contenute nel § 3.6, in generale, ed al § 3.6.3, in particolare.

Con riferimento al § 3.6.3.1, si puntualizza che le azioni d'urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al disopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento); al verificarsi di tali eventi sono ammessi danni localizzati agli elementi strutturali che non comportino il collasso dell'impalcato.

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

NTC2018 = NTC2008

5.1.3.14 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 devono considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV.

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

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 1,0kN/m²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali

(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)

(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

NTC2018 = NTC2008

La Tab. 5.1.V, con riferimento al § 2.6.1, 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.

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

I valori dei coefficienti di combinazione ψ_0, ψ_1 e ψ_2 per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

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

[1] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

[2] Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota 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.

NTC2018 = NTC2008

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schema 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	—	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	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 Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito lo stesso Consiglio.

NTC2018 = NTC2008

Modello di carico 2

Quando siano necessarie valutazioni più precise, in alternativa al modello di carico di fatica semplificato 1, derivato dal modello di carico principale, si può impiegare il modello di carico di fatica 2, rappresentato nella Tab. 5.1.VII: applicato al centro della corsia convenzionale n. 1, che è quella che determina gli effetti più severi nel dettaglio in esame

Il modello di carico 2 non considera gli effetti di più corsie caricate sull'impalcato in esame. Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, per l'applicazione di questo modello si deve disporre di dati supplementari, reperibili o da letteratura tecnica consolidata o a seguito di studi specifici.

Tab. 5.1.VII - Modello di carico di fatica 2 – veicoli frequenti

Sagoma del veicolo	Distanza tra gli assi (m)	Carico trasmesso per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,50	70 190	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	70 190 140 140	A B B B
	4,50 3,60 4,40 1,30	70 180 120 110 110	A B C C C

NTC2018 = NTC2008

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

Le verifiche devono essere condotte considerando lo spettro di tensione indotto nel dettaglio dal modello di carico di fatica semplificato 3, riportato in Fig. 5.1.3, 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 carico di fatica 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 veicoli dei modelli di carico di fatica 3 o 4 possono essere applicati in asse alle corsie convenzionali determinate in accordo con il §5.1.3.3.5. È possibile, tuttavia, adottare disposizioni più favorevoli dei veicoli, considerando che il flusso avvenga per il 10% sulle corsie convenzionali e per il 90% sulle corsie fisiche. La posizione dei veicoli sulle corsie fisiche dovrà essere tale da determinare gli effetti più severi nel dettaglio in esame.
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 deve considerare sulla corsia lenta il flusso annuo di veicoli di peso superiore a 100 kN, rilevanti ai fini della verifica a fatica, dedotto dalla Tab. 5.1.X.

Nel caso in cui siano da prevedere significativi effetti di interazione tra veicoli, si deve far riferimento a studi specifici o a metodologie consolidate.
Il modello di carico di fatica 3, considerato in asse alla corsia convenzionale, può essere utilizzato per le verifiche col metodo λ, o metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente. Per la determinazione dei coefficienti di danneggiamento equivalente, che devono essere specificamente calibrati sul predetto modello di carico di fatica 3, si può far riferimento alle norme UNI EN1992-2, UNI EN1993-2 ed UNI EN1994-2.

NTC2018 = NTC2008

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.IV per armatura poco sensibile.

Strutture in calcestruzzo armato precompresso

Valgono le limitazioni della Tab. 4.1.IV 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 nelle relative sezioni delle presenti Norme.

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 provvisionali previste per la realizzazione dell'opera.

NTC2018 = NTC2008

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 calcestruzzo 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 composte 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.

5.1.5.2.2 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.

La 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.

NTC2018 = NTC2008

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.

NTC2018 = NTC2008

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.

[illegible] 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.

NTC2018 = NTC2008

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 Capitolo 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

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.3.

5.2.1.3 ALTEZZA LIBERA

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.2.

NTC2018 = NTC2008

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 Capitolo 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

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.3.

5.2.1.3 ALTEZZA LIBERA

Si rimanda integralmente al paragrafo 5.1.2.2.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.2.1.1 **Modello di carico LM 71**

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

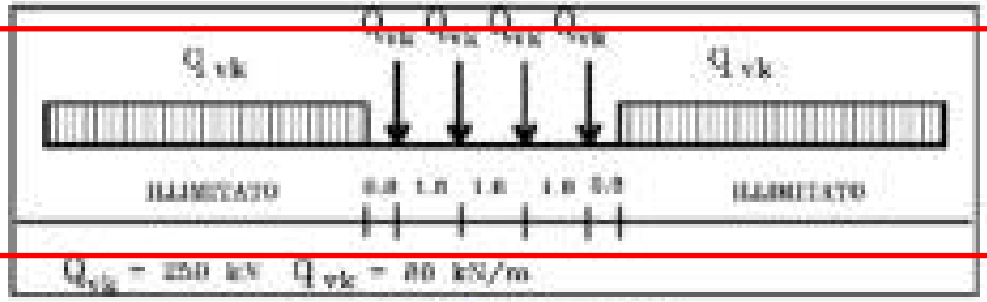


Fig. 5.2.1 - Modello di carico LM71

- 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.

Le NTC2018 definiscono il coefficiente α così come definiti nelle istruzioni RFI

$$Q_{v1}/Q_{v2}=1,25 \qquad [5.2.1]$$

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. Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi per il modello di carico LM71 nella progettazione di ferrovie ordinarie è pari a 1,1.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.2.1.2 **Modelli di carico SW**

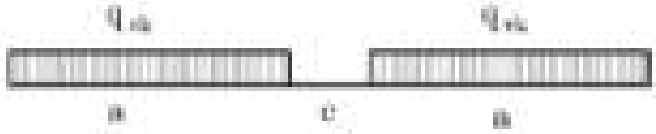


Fig. 5.2.2 - *Modelli di carico SW*

Il modello di carico SW è illustrato in Fig. 5.2.2; per tale modello di carico, sono considerate due distinte configurazioni, denominate SW/0 ed SW/2.

Il modello di carico SW/0 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale per travi continue (esso andrà utilizzato solo per le travi continue qualora più sfavorevole dell'LM71).

Il modello di carico SW/2 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante.

Le caratterizzazioni di entrambe queste configurazioni sono indicate in Tab. 5.2.I.

Tab. 5.2.I - *Caratteristiche Modelli di Carico SW*

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/ml]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Il valore del coefficiente di adattamento "α" da adottarsi nella progettazione delle ferrovie ordinarie è pari, rispettivamente, a 1,1 per il modello di carico SW/0 ed a 1,0 per il modello di carico SW/2.

5.2.2.2.1.3 **Treno scarico**

Per alcune particolari verifiche è previsto un ulteriori particolare modello di carico denominato "Treno scarico" rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10,0 kN/m.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.2.1.4 **Ripartizione locale dei carichi.**

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo del binario

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

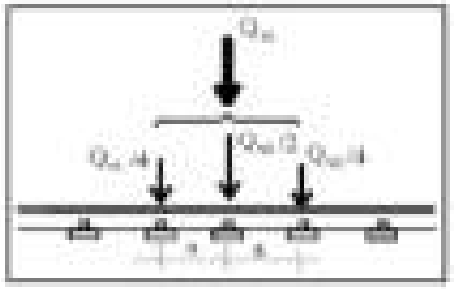


Fig. 5.2.3 - *Distribuzione longitudinale dei carichi assiali*

Distribuzione longitudinale del carico per mezzo delle traverse e del ballast

In generale, i carichi assiali del modello di carico LM71 possono essere distribuiti uniformemente nel senso longitudinale.

5.2.2.2.1.5 **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.

5.2.2.2.2 **Carichi sui marciapiedi**

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

I carichi accidentali devono essere 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.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.2.3 **Effetti dinamici**

Le sollecitazioni e gli spostamenti determinati sulle strutture del ponte dall'applicazione statica dei modelli 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 diffoemi 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.

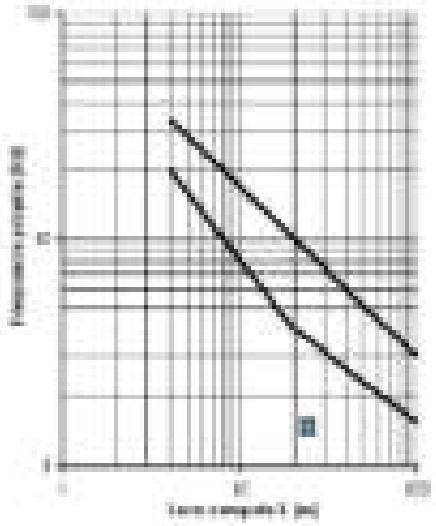


Fig. 5.2.7 - *Limiti della frequenza propria n_0 in Hz in funzione della luce della campata*

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.3 AZIONI VARIABILI ORIZZONTALI

5.2.2.3.1 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:

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

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

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];

α = coefficiente di adattamento;

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito nella 5.2.10);

g = accelerazione di gravità in m/s²;

r = raggio di curvatura in m.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.3.2 **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 rettifilo 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 α>1), ma non per il coefficiente Φ.

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

5.2.2.3.3 **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, sia 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).



Fig. 5.2.2 - Modelli di carico SW

Tab. 5.2.I - Caratteristiche Modelli 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

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.4 AZIONI VARIABILI AMBIENTALI

5.2.2.4.1 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.

5.2.2.4.2 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.

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 impalcati 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.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.6 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 anti-rumore) 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.

- 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 rigidezza 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 ψ_{0i}=1.0.

NTC2018 = NTC2008

5.2.2.7 AZIONI IDRODINAMICHE

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.2.1.2 tenendo conto, oltre che dell'orientamento e della forma della pila, anche degli effetti di modificazioni locali dell'alveo dovute, per esempio, allo scalzamento.

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 carichi permanenti e considerando con un coefficiente $\Psi_2 = 0.2$ il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico ferroviario.

5.2.2.9 AZIONI ECCEZIONALI

Le azioni eccezionali da considerare nel progetto saranno valutate sulla base delle indicazioni contenute nel § 3.6 in generale e al § 3.6.3.1 in particolare.

Con riferimento al § 3.6.3.1 si puntualizza che le azioni d'urto agenti sugli elementi strutturali orizzontali al disopra della strada, sono da impiegarsi per la verifica di sicurezza globale dell'impalcato nel suo insieme inteso come corpo rigido (sollevamento/ribaltamento); all'occorrenza di tali eventi sono ammessi danni localizzati agli elementi strutturali che non comportino il collasso dell'impalcato.

Sempre nell'ambito delle azioni eccezionali devono essere considerate quelle riportate nei seguenti paragrafi.

NTC2018 = NTC2008

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.

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

Numero di binari	Binari Caricati	Traffico normale caso a[1]	Traffico normale caso b[1]	Traffico pesante[2]
1	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0)	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 "+" SW/0)	-	1,0 (LM 71 "+" SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71 "+" SW/0)	0,75 (LM 71 "+" SW/0)	1,0 SW/2
	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 caricati solo due binari (primo e secondo) considerando gli effetti più gravosi tra il caso "a" ed il traffico pesante; la seconda che prevede tutti i binari caricati con l'entità del carico corrispondente a quello fissato nel caso "b".

NTC2018 = NTC2008

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 zero ad eccezione delle combinazioni 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.

Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,0	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

(1) Includendo tutti i valori (F, n, etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (moltiplicazione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori compresi in grigio rappresentano l'azione dominante

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.

NTC2018 = NTC2008

Tab. 5.2.VI - *Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni*

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80[1]	0,80[1]	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80[1]	0,80[1]	-
carico	gr_3	0,80[1]	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	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	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.

	sfavorevole		1,00[3]	1,00[3]	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ca}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

[3] Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

NTC2018 = NTC2008

5.2.3.2.3 **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.

5.2.3.2.4 **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.

Azioni singole da traffico	Treno di carico SW /0	0,80[a]	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,80[a]	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00[a]	-	-
	Centrifuga	[b]	[b]	[b]
	Azione laterale (serpeggio)	1,00[a]	0,80	0,0

[a] 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono caricati tre o più binari.
[b] Si usano gli stessi coefficienti ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.
[c] 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.

NTC2018 = NTC2008

Grazie per l’attenzione !