

## CLASSIFICAZIONE DEI PONTI

I ponti possono essere classificati in diversi modi.

1) In base ai materiali utilizzati:

- **Ponti in legno**, per lo piu` impiegato nelle opere di natura provvisoria;
- **Ponti in muratura** di pietra o di mattoni, trattandosi di un materiale resistente solo a compressione sono adatti solo per lo schema ad arco;
- **Ponti in cemento armato** (c.a.) e **cemento armato precompresso** (c.a.p.);
- **Ponti in acciaio e acciaio-calcestruzzo;**
- **Ponti** realizzati in **materiali compositi** (fibre di vetro o fibre di carbonio).

2) In base alla destinazione d'uso:

- **Ponti stradali**, che possono essere distinti in ponti di I, II e III categoria a seconda del volume di traffico che interessa il ponte;
- **Ponti pedonali;**
- **Ponti ferroviari**, che possono essere distinti in categoria A e B, a seconda della linea servita;

- **Ponti canale**, sorreggono tubazioni oppure costituiscono essi stessi la via d'acqua, in questo caso vanno tenuti presente i problemi relativi alla tenuta;
- Ponti ad uso misto.

Sia nel caso delle opere stradali o ferroviarie i ponti possono essere a via superiore o a via inferiore a seconda della posizione relativa della struttura principale rispetto al piano su cui avviene il transito.

### 3) In base allo schema statico:

- **Ponti a travata**, che possono essere isostatici (trave semplicemente appoggiata) o iperstatici (tipo Gerber o travate continue);
- **Ponti ad arco**, in questo caso la struttura principale ha asse curvilineo. A loro volta si dividono in ponti ad arco puro, sistemi combinati arco-trave e ponti ad arco a travata irrigidente;
- **Ponti a telaio**, questo schema statico ha un funzionamento intermedio tra quello delle travi e quello degli archi. Si presta molto bene al caso di prefabbricazione per conci successivi. Si possono avere ponti singolari costituiti da un unico telaio (incernierato o incastrato) oppure viadotti, che sono costituiti da più telai consecutivi;

- **Ponti a strallati**, sono costituiti da una trave sostenuta da un numero limitato di funi pressoché rettilinee. Le funi, rinviate ad un pilone o antenna, possono essere ancorate al suolo o all'impalcato stesso.
- **Ponti sospesi**, la struttura principale e' costituita da funi disposte secondo una configurazione curvilinea. I carichi vengono portati in parte dalle funi e parte dalla trave irrigidente. Sono generalmente in acciaio.

## NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14-01-2008;
- Norme Funzionali e Geometriche per la Costruzione delle Strade D.M. 05-11-2001;

## MORFOLOGIA DEL PONTE

Un ponte e' composto dai seguenti elementi:

- 1) Sovrastruttura, che si divide nel piano stradale viabile, travi e traversi; questi ultimi sono disposti ortogonalmente alle travi principali ed hanno la funzione il carico.
- 2) Sottostruttura, e' composta da tutto ciò che si trova al di sotto dell'impalcato, ed e' composta dalle pile, la spalla e la fondazione.

## **Geometria della sezione**

La geometria della sezione e' strettamente legata alla geometria della sede stradale D.M. 05-11-2001 divide le strade in 6 diverse categorie, da A (autostrade) ad F (strade locali). Tali Norme definiscono la geometria della sezione del ponte. Ad esempio impongono la presenza di marciapiede per le banchine di larghezza inferiore ai 3m. Tale marciapiede deve essere corredata di dispositivo di ritenuta o in alternativa non deve essere sormontabile ( $h > 20\text{cm}$ ). Il dispositivo di sicurezza viene scelto in base all'energia di contenimento che deve sopportare ed in funzione del traffico (I, II, III categoria).

## LE AZIONI SUI PONTI

Esaminiamo le azioni da considerare nella progettazione di un ponte stradale. Esse si dividono in:

- Azioni permanenti;
- Distorsioni, comprese quelle dovute alle presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- Azioni variabili da traffico;
- Azioni variabili dovute a vento e neve;
- Azioni eccezionali;
- Azioni sismiche.

## AZIONI PERMANENTI

Fanno parte delle azioni permanenti, secondo il D.M. 14-01-2008:

- 1) peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali,  $g_1$ ;
- 2) carichi permanenti portati,  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili), per aumentare il rendimento del ponte e' necessario cercare di ridurre al minimo queste azioni;
- 3) altre azioni permanenti,  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

La spinta delle terre e' sempre presente sulle spalle.

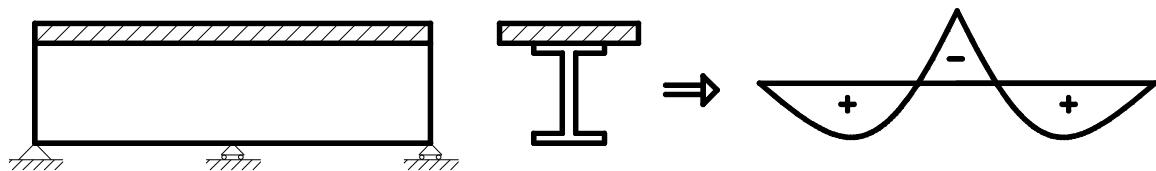
In generale considereremo:

- Impalcati in CAP a travatura  $g_1 = 13 \div 18 \text{ kN/m}^2$  ;
- Impalcati in CAP a cassone  $g_1 = 12 \div 14 \text{ kN/m}^2$  ;
- Impalcati a travata mista  $g_1 = 8 \div 11 \text{ kN/m}^2$  ;
- Impalcati metallici  $g_1 = 4 \div 6 \text{ kN/m}^2$  ;
- Pavimentazione stradale  $g_2 = 3 \div 3,50 \text{ kN/m}^2$  ;
- Sicurvia  $g_2 = 1 \div 2 \text{ kN/m}$  ;
- Sicurvia New Jersey  $g_2 = 10 \text{ kN/m}$

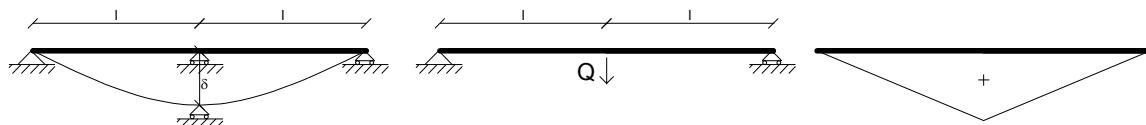
## Deformazioni Impresse

- 1) Distorsioni e presollecitazioni di progetto,  $\varepsilon_l$ , ai fini delle verifiche si devono considerare gli effetti delle distorsioni e delle presollecitazioni eventualmente previste in progetto;

Vediamo questa situazione:



Dove e' presente il carrello centrale abbiamo un momento negativo. Si può scegliere un dispositivo capace di provocare un abbassamento  $\delta$  per contrastare il momento negativo



Allora:

$$U = \frac{3EJ}{l^3}; \quad \delta = \frac{Q}{U}; \quad Q = \delta U$$

Risolvendo la trave:

$$Q = \frac{2EJ}{l^3} \delta; \quad M = Q \frac{2}{4} l = \frac{EJ}{l^2} \delta$$

Questo momento positivo non si riesce a raggiungere poiché si hanno I fenomeni di natura viscosa.

2) Effetti reologici: ritiro e viscosità,  $\varepsilon_2$ ; variazioni termiche,  $\varepsilon_3$ . 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, come definito nelle Norme Tecniche;

L'effetto del ritiro è molto più sentito negli impalcati misti. Ad esempio nel caso di impalcati in acciaio e calcestruzzo, il calcestruzzo si ritirerà mentre l'acciaio no. La stessa cosa accade nel caso in cui si hanno travi in CAP e la soletta in cls. Il fenomeno del ritiro si deve considerare ogni volta che si hanno elementi in cls formati in tempi diversi.

L'effetto dello scorrimento viscoso si ha quando applicando un carico  $Q$  ad una struttura si manifesta una deformazione istantanea, ma se il carico è applicato dopo un certo tempo  $t = \infty$  si manifesterà un ulteriore incremento di deformazione.

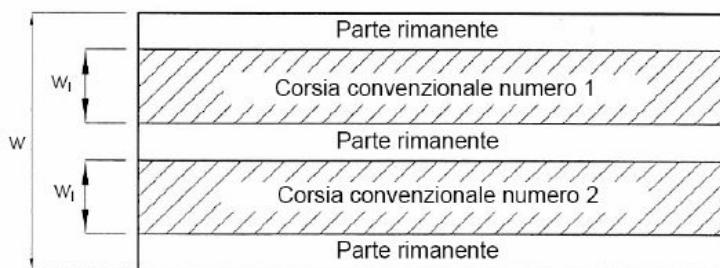
3) Cedimenti vincolari,  $\varepsilon_4$ , dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando, sulla base delle indagini e delle valutazioni geotecniche, questi risultino significativi per le strutture.

## Azioni Variabili da Traffico

Il tipo ad il numero di veicoli il cui peso va considerato nei calcoli di un ponte sono specificati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14-01-2008.

I ponti vengono divisi in classi o categorie a seconda dell'importanza della strada e dell'entità dei carichi.

Come prima cosa bisogna andare a definire le corsie ideali in cui può suddividersi il ponte, il loro numero può anche non coincidere con le corsie effettive. La Normativa italiana prevede che “le larghezze  $w_l$  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, D.M. 14-01-2008).”



**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]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

“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.

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.”

## 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 (D.M. 14-01-2008). 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 (D.M. 14-01-2008). 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 sicurvia.

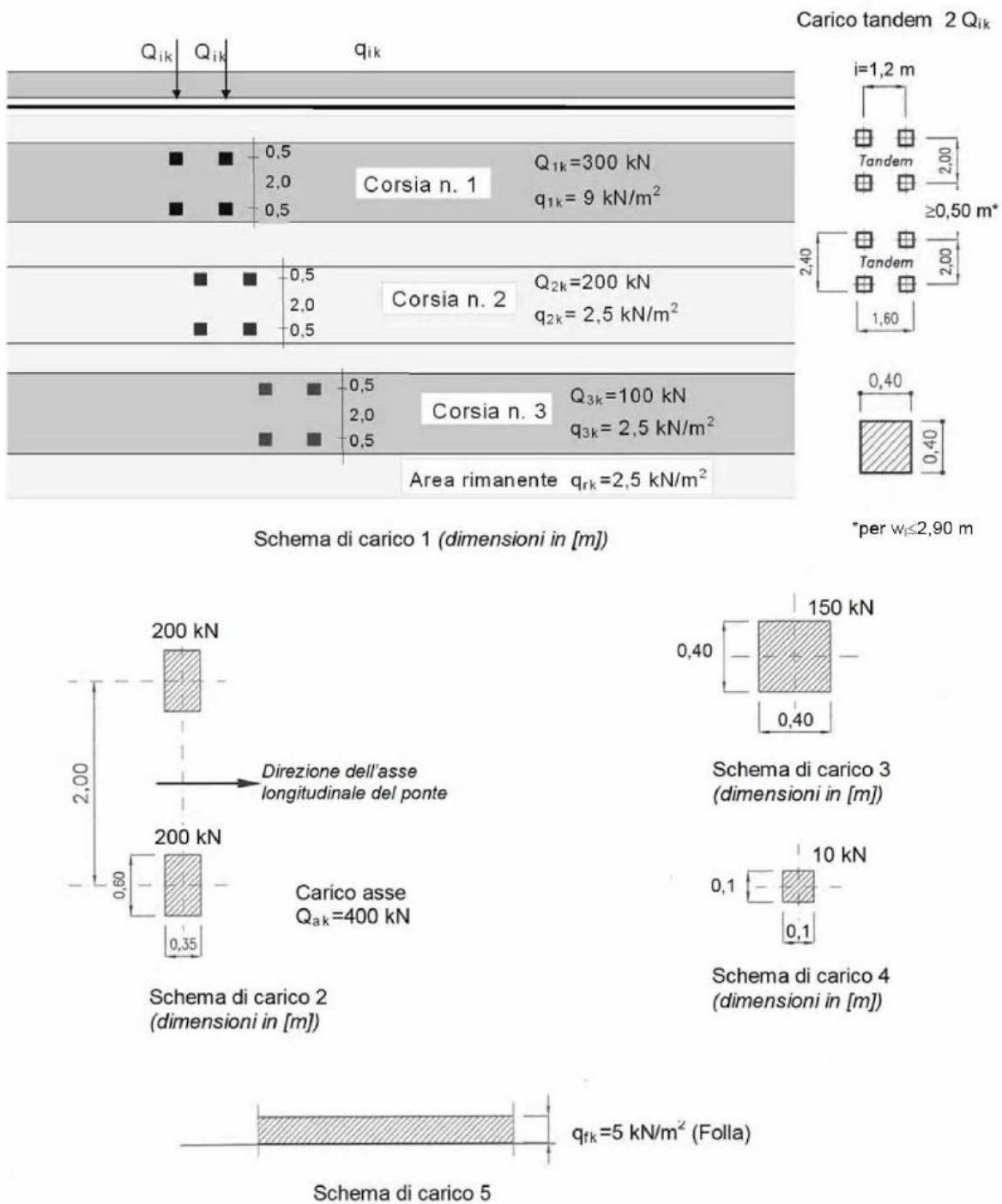
- **Schema di Carico 4:** è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.
- **Schema di Carico 5:** costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5kN/m<sup>2</sup>. 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  $q_{L,c}$

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

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

$$q_{L,c} = 77,12 \left( \frac{1}{L} \right)^{0,38} [kN/m] \quad (5.1.1)$$

Essendo  $L$  la lunghezza della zona caricata in  $m$ .



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

## Categorie Stradali

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

- 1<sup>a</sup> Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- 2<sup>a</sup> Categoria: come sopra, ma con valori ridotti dei carichi come specificato nel seguito;
- 3<sup>a</sup> 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<sup>a</sup> 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.

### **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<sup>a</sup> e 2<sup>a</sup> 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.

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<sup>a</sup> Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi (Tab. 5.1.II, D.M. 14-01-2008):

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

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

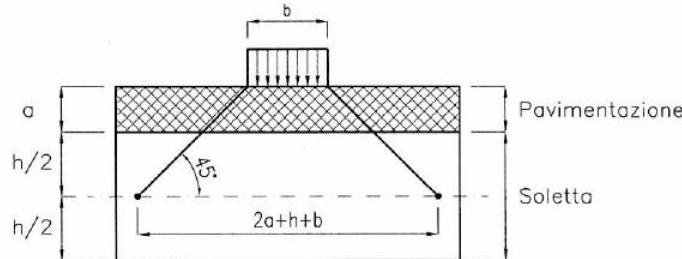
Ai fini della verifiche globali di opere singole di luce maggiore di 300 m, in assenza di studi specifici ed in alternativa al modello di carico principale, si disporrà sulla corsia n. 1 un carico  $q_{L,a}$ , sulla corsia n. 2 un carico  $q_{L,b}$ , sulla corsia n. 3 un carico  $q_{L,c}$  e sulle altre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

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

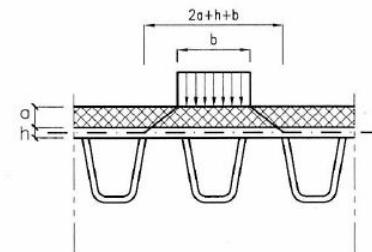
## Strutture Secondarie di Impalcato

### *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  $45^\circ$ , fino al piano medio della struttura della soletta sottostante (Fig. 5.1.3.a, D.M. 14-01-2008). Nel caso di piastra ortotropa la diffusione va considerata fino al piano medio della lamiera superiore d'impalcato (Fig. 5.1.3.b, D.M. 14-01-2008).



**Figura 5.1.3a – Diffusione dei carichi concentrati nelle solette**



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

### *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° 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.

## **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.

L'entità di questo fattore dipende da molti fattori, tra i quali abbiamo:

- Luce della trave, l'effetto dinamico diminuisce al crescere della luce;
- Rapporto massa del carico su massa della trave, l'effetto dinamico aumenta al crescere di questo rapporto;
- Velocità del carico, l'effetto dinamico aumenta all'aumentare della velocità;
- Rugosità della pavimentazione;
- Andamento altimetrico della livelletta;
- Inerzia del carico;
- Costante elastica e di smorzamento delle sospensioni del carico;
- Vibrazioni proprie del carico al momento dell'ingresso sulla trave.

## 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

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

per i ponti di 1<sup>a</sup> categoria ed a

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

per i ponti di 2<sup>a</sup> categoria, essendo  $w_l$  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.

## 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 (D.M. 14-01-2008), essendo  $Q_v = \sum_i 2Q_{ik}$  il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agente 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

La forza centrifuga si ha solo nei ponti in curva di raggio  $R$  ed agisce ortogonalmente all'asse del ponte. In genere viene trasmessa alle pile sia dagli apparecchi di appoggio fissi che mobili, in quanto anche questi ultimi normalmente non consentono spostamenti trasversali.

### Azioni di Neve, Vento: $q_5$

Per le azioni da neve e vento vale quanto specificato al Cap. 3 del D.M. 14-01-2008. 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 da neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti.

### **Azioni sismiche $q_6$**

Per le azioni sismiche si devono rispettare le prescrizioni di cui al § 3.2 del D.M. 14-01-2008. 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 del D.M. 14-01-2008.

## **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.

## **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  $h_1 = (\text{altezza della barriera} - 0,10\text{m})$ ,  $h_2 = 1,00\text{m}$ .

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 del D.M. 14-01-2008.

### **Altre azioni variabili (azioni idrauliche, urto di un veicolo, urto di ghiacci e natanti su pile): q<sub>9</sub>**

*Azioni idrauliche.*

Le azioni idrauliche sulle pile poste nell'alveo dei fiumi andranno calcolate secondo le prescrizioni del § 5.1.2.5 del D.M. 14-01-2008, 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 sovrapassanti 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 del D.M. 14-01-2008.

### *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 del D.M. 14-01-2008.

### **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 del D.M. 14-01-2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV (D.M. 14-01-2008).

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

	<i>Carichi sulla carreggiata</i>					<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
	<i>Carichi verticali</i>			<i>Carichi orizzontali</i>		<i>Carichi verticali</i>
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<sup>a</sup> 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 (D.M. 14-01-2008) 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 (D.M. 14-01-2008) il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  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  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab.5.1.VI (D.M. 14-01-2008).

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.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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 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  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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 $q_s$			
	Vento a ponte scarico			
Vento $q_s$	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	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