

# **DECRETO MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI 4 MAGGIO 1990**

## **Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali**

### **Art. 1.**

1. Sono approvate le norme tecniche riguardanti la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali di cui alla [legge 2 febbraio 1974, n. 64](#), predisposte dal Servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

### **Art. 2.**

1. Le anzidette norme entrano in vigore sei mesi dopo la pubblicazione del presente decreto nella GU della Repubblica italiana e cioè il 29 luglio 1991.

### **Art. 3.**

1. In via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al DM 2 agosto 1980 per le opere in corso, per le opere per le quali sia stato stipulato regolare contratto, per le opere per le quali sia stato pubblicato il bando di gara per l'appalto, per le opere comprendenti strutture disciplinate dalla [legge n. 1086/1971](#) per le quali è stata già presentata la denuncia ai sensi dell'art. 4 della legge stessa.

## **ALLEGATO - CRITERI GENERALI E PRESCRIZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DEI PONTI STRADALI**

### **1. INTRODUZIONE**

#### **1.1. OGGETTO**

Le presenti norme sono relative a quelle strutture che hanno la funzione di sostenere una piattaforma stradale quando questa, in conseguenza delle sue primarie esigenze plano-altimetriche, non può trovare diretto e continuo appoggio sul terreno, in relazione alla morfologia ed alla natura del terreno o per ostacoli da superare o per altri motivi.

Con il termine generico di «ponti» si intendono anche tutte quelle opere che, in relazione alle loro diverse destinazioni, vengono normalmente

indicate con nomi particolari, quali: viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, etc.

Le presenti norme, per quanto applicabili, riguardano anche i ponti mobili; ne restano esclusi i ponti ferroviari.

## **1.2. COORDINAMENTO CON ALTRE NORME**

Le presenti norme sono emanate in applicazione dell'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche»; esse sono pertanto in coordinamento con le altre norme di applicazione della stessa legge.

Le presenti norme sono inoltre coordinate con le norme tecniche emanate in applicazione della legge 5 novembre 1971, n. 1086, relativa alle opere in cemento armato normale e precompresso ed alle strutture metalliche.

## **2. PRESCRIZIONI GENERALI**

### **2.0. PREMessa**

La validità delle ipotesi di progetto dovrà essere controllata durante la costruzione considerando, oltre ai dati raccolti in fasi di progetto, anche quelli ottenuti con misure ed osservazioni nel corso dei lavori per adeguare, eventualmente, l'opera alle situazioni riscontrate.

### **2.1. GEOMETRIA DELLA SEDE STRADALE**

S'intende per larghezza della sede stradale sul ponte la distanza misurata ortogonalmente all'asse stradale tra i punti più interni dei parapetti.

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

### **2.2. ALTEZZA LIBERA**

Nel caso di ponte su strada ordinaria l'altezza libera non deve essere minore di 5 m, in alcun punto, tenuto conto 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 metri.

Eccezionalmente, ove l'esistenza di vincoli non eliminabili imponesse di scendere al di sotto della misura suddetta, si potrà realizzare un'altezza minima, in ogni caso non inferiore a 3,20 m a condizione che in proposito esprimano il proprio parere favorevole i comandi militare e dei vigili del fuoco competenti per territorio.

In ogni caso in cui si deroghi alla prescritta altezza minima di 5 m, si debbono adottare opportuni dispositivi segnaletici di sicurezza (ad es. controsagome) disposti a conveniente distanza dall'opera.

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

### **2.3. PROBLEMI GEOTECNICI**

Gli studi di fattibilità, le scelte di progetto, i calcoli e le verifiche dei ponti stradali e delle strade ad essi collegate devono essere sempre basate su un'adeguata caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.

I risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici, devono essere esposti in una relazione geotecnica, parte integrante degli atti progettuali. Ove necessario, in relazione alla complessità della situazione ambientale ed alla estensione delle opere, il progetto conterrà anche una relazione geologica.

Lo studio geotecnico deve essere esteso alla parte di sottosuolo influenzata (volume significativo) direttamente o indirettamente, dalla costruzione dei manufatti e che influenza il comportamento dei manufatti stessi.

L'ampiezza dell'indagine deve perciò essere proporzionata alle dimensioni, al tipo, alle caratteristiche strutturali, alla importanza dell'opera, alla complessità del sottosuolo ed allo stato delle conoscenze sulla zona in esame.

### **2.4. PROBLEMI IDRAULICI**

Quando il ponte interessa un corso d'acqua naturale od artificiale, il progetto dovrà essere corredato da una relazione riguardante i problemi idrologici, idrografici ed idraulici relativi alle scelte progettuali, alla costruzione ed all'esercizio del ponte.

L'ampiezza e l'approfondimento della relazione e delle indagini che ne costituiscono la base saranno commisurati all'importanza del problema ed al grado di elaborazione del progetto.

Una cura particolare è da dedicare, in ogni caso, al problema delle

escavazioni dell'alveo ed alla protezione delle fondazioni delle pile e delle spalle.

La trattazione dei citati problemi dovrà avvenire nel rispetto del testo unico 25 luglio 1904, n. 523 e successivi aggiornamenti.

### **3. AZIONI**

#### **3.1. DEFINIZIONI DELLE AZIONI**

Le azioni che devono essere considerate nella progettazione dei ponti stradali sono:

$g_1$  = peso proprio delle strutture;

$g_2$  = carichi permanenti portati;

$g_3$  = altre azioni permanenti;

$\varepsilon_1$  = distorsioni e presollecitazioni di progetto;

$\varepsilon_2$  = ritiro del calcestruzzo;

$\varepsilon_3$  = variazioni termiche;

$\varepsilon_4$  = scorrimenti viscosi;

$\varepsilon_5$  = cedimenti vincolari;

$q_1$  = carichi mobili;

$q_2$  = effetto dinamico dei carichi mobili;

$q_3$  = azioni longitudinali di frenamento;

$q_4$  = azione centrifuga;

$q_5$  = azione del vento;

$q_6$  = azioni sismiche;

$q_7$  = resistenze parassite dei vincoli;

$q_8$  = azioni sui parapetti; urto di un veicolo in svio contro un elemento strutturale;

$q_9$  = altre variabili.

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

#### **3.2. CARICHI PERMANENTI**

##### **3.2.1. Peso proprio delle strutture: $g_1$ .**

**3.2.2. Carichi permanenti portati:**  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rin fianchi e simili).

**3.2.3. Altre azioni permanenti:**  $g_3$  (spinte delle terre, spinte idrauliche, ecc).

### **3.3. DISTORSIONI**

**3.3.1 Distorsioni e presollecitazioni di progetto:**  $e_1$ .

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

**3.3.2 Ritiro ( $e_2$ ), variazioni termiche ( $e_3$ ) viscosità ( $e_4$ ).**

Il calcolo degli effetti del ritiro del calcestruzzo, delle variazioni termiche e della viscosità deve essere effettuato secondo quanto prescritto dalle vigenti norme tecniche emanate ai sensi della legge 5 novembre 1971, n. 1086 e delle «Norme sulla sicurezza e sui carichi» emanate ai sensi della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

**3.3.3. Cedimenti vincolari:**  $e_5$ .

Dovranno considerarsi gli effetti di cedimenti vincolari quando questi siano significativi per le strutture sulla base delle indagini geotecniche di cui al punto 2.3.

### **3.4. CARICHI MOBILI**

**3.4.1.** Devono essere presi in considerazione i seguenti carichi mobili:

$q1^a$ ) mezzo convenzionale da 60 t a tre assi aventi le caratteristiche indicate nello schema allegato;

$q1^b$ ) carico ripartito pari a 3 t/m disposto, ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse di una corsia d'ingombro;

$q1^c$ ) carico isolato da 10 t con impronta quadrata di lato 0,3 m;

$q1^d$ ) carico isolato da 1 t con impronta quadrata di lato 0,7 m;

$q1^e$ ) carico della folla uniformemente ripartito in superficie pari a 0,4 t/m.

Per singole opere di luce maggiore a 300 m è possibile derogare dal valore  $q1^b$  su riportato previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Ministero dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore del Ministero stesso.

**3.4.2.** Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito i ponti stradali si suddividono nelle tre seguenti categorie

1° categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;

2° categoria: come sopra ma con valori ridotti dei carichi  $q1^a$ ) e  $q1^b$ ) come specificato al punto 3.4.4.3);

3° categoria: ponti per il transito dei soli carichi  $q1^d$ ) e  $q1^e$ ) (Passerelle pedonali).

**3.4.2.1** Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e l'anno di costruzione. L'accesso ai ponti di 3° categoria deve essere materialmente impedito per ogni veicolo.

**3.4.3** 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.

**3.4.4** Disposizione dei carichi mobili al fine della determinazione delle condizioni di carico più gravose.

**3.4.4.1** Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1° e 2° 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 3,50 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 5,50 m.

**3.4.4.2** 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.

**3.4.4.3** Per i ponti di 1° categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze definite al punto 3.4.4.1: una colonna di carico costituita da un solo mezzo  $q_{1.a}$  e, al di fuori dell'ingombro di questo, da uno o più tratti di carico  $q_{1^b}$ , disposti, ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l'asse della corsia nel modo più sfavorevole; una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di  $q_{1^a}$  e al 50% di  $q_{1^b}$ ; altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di  $q_{1^a}$  ed al 35% di  $q_{1^b}$ ; il carico  $q_{1^e}$  sui marciapiedi, salvo quanto specificato al punto 4.4.4.1 nel caso di carreggiate con più di 4 colonne. Per i ponti di 2° categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze definite al punto 3.4.4.1:

una colonna di carico analoga a quella prevista per i ponti di 1° categoria, ma con carichi pari rispettivamente al 75% di  $q_{1^a}$  ed al 50% di  $q_{1^b}$ ;

una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di  $q_{1^a}$  ed al 50% di  $q_{1^b}$ ;

altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di  $q_{1^a}$  ed al 35% di  $q_{1^b}$ ;

il carico  $q_{1^e}$  sui marciapiedi.

Per i ponti di 3° categoria si considera il carico  $q_{1^e}$  nelle disposizioni più gravose per le singole verifiche.

Qualora la struttura in esame supporti più carreggiate, per ciascuna di esse si considerano i carichi sopra indicati.

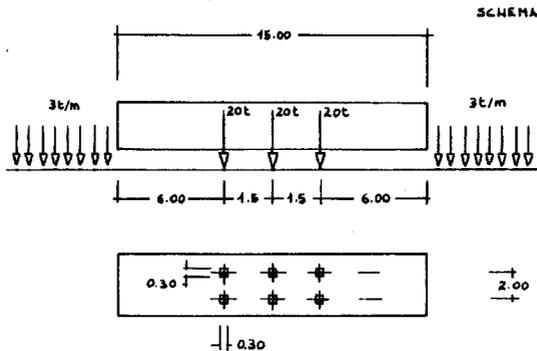
Qualora la larghezza della carreggiata suddetta contenga più di 4 colonne di 3,50 m devono prevedersi, in luogo di una sola colonna formata da  $q_{1^A}+q_{1^B}$ , due colonne così formate tra loro non contigue.

**3.4.4.4** Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell'impalcato (solette, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione, nelle posizioni di volta in volta più gravose per l'elemento considerato, i carichi definiti in 3.4.4.3 ed inoltre, in alternativa:

- per i ponti di 1° categoria e 2° categoria: una sola fila di tre ruote del carico  $q_{1^a}$ , nella posizione più sfavorevole, indipendentemente dall'ingombro trasversale del mezzo;

- per i marciapiedi non protetti da sicurvia: carico  $q1^c$ ;
- per i ponti di 3° categoria e marciapiedi protetti da sicurvia: carico  $q1^d$ .

**3.4.4.5** Nella determinazione delle combinazioni di carico di cui al punto 3.13 si indica come carico  $q1$  la disposizione dei carichi mobili  $q1.a$ ,  $q1.b$ ,  $q1.c$ ,  $q1.d$ ,  $q1.e$  che, caso per caso, risulta più gravosa ai fini delle verifiche.



### 3.5. INCREMENTO DINAMICO DI CARICHI MOBILI DOVUTO AD AZIONI DINAMICHE $q_2$

L'entità dei carichi mobili deve essere maggiorata per tener conto degli effetti dinamici.

In mancanza di analisi specifiche che prendano in conto le caratteristiche dinamiche della struttura nonché la velocità di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosità del manto stradale, l'incremento  $q_2$  è fornito da  $q_2 = (\varnothing - 1) q_1$ , ove  $\varnothing$  coefficiente dinamico, ha la seguente espressione:

$$\varnothing = 1,4 - (L - 10) : 150$$

con le limitazioni  $\varnothing = 1,4$  per  $L \leq 10$  m,  $\varnothing = 1$  per  $L \geq 70$  m

Per  $L$  si deve assumere:

- per le travi di una sola campata: la luce di calcolo;
- per le travi continue: la luce di calcolo della campata su cui è applicato il carico  $q1^a$ ;

- c) per le mensole: l'aggetto, aumentato della luce di calcolo della eventuale trave semplice sostenuta dalla mensola stessa;
- d) per gli elementi secondari l'impalcato la loro luce di calcolo.

### **3.6. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO: $q_3$**

La forza di frenamento si assume agente nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, con intensità pari ad 1/10 della singola colonna di carico più pesante per ciascuna carreggiata. Essa deve comunque risultare non inferiore al 20% (ponti di 1° categoria) o al 15 % (ponti di 2° categoria) del totale del carico  $q_1^a$  che può interessare la struttura.

Qualora la carreggiata contenga più di 4 corsie i predetti valori vanno raddoppiati.

### **3.7. AZIONE CENTRIFUGA: $q_4$**

Nei ponti sui quali la strada è in curva con raggio  $R$  (in metri) l'azione centrifuga per ogni colonna di carico si valuta convenzionalmente pari a:

$$q = \frac{30}{R} t/m \text{ per } R > 60 m$$

$$q = 0,5 t/m \text{ per } R < 60 m$$

questa forza si considera agente all'altezza di 1 m dal piano viabile.

### **3.8. AZIONE DEL VENTO: $q_5$**

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte ed anche nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni elementi del ponte (ad es. le pile), agente sulla protezione - nel piano verticale - delle superfici direttamente investite dal vento.

Per tale carico si assume un valore pari a  $250 \text{ kg/m}^2$  secondo i coefficienti di combinazione di cui al punto 3.13. 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 possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anormali del vento. Per ponti che non rientrino in tali casi, o quando la loro speciale tipologia lo

richieda, l'azione del vento si valuterà, caso per caso, tenendo conto dell'influenza della forma, della orografia, dell'orientamento e dello schermaggio.

Qualora se ne ravvisi la necessità, si procederà anche alla verifica sperimentale della sicurezza nei riguardi della stabilità dinamica.

### **3.9. AZIONI SISMICHE: $q_6$**

Si deve tener conto degli effetti del sisma secondo quanto è stabilito dalle vigenti «Norme per le costruzioni in zona sismica». Si indica con  $q_6$  l'azione sismica più sfavorevole, caso per caso, ai fini delle verifiche.

Le azioni sismiche orizzontali e verticali dovranno essere valutate in accordo alle Norme tecniche citate considerando di regola le sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti.

#### **3.9.1 Coefficiente di struttura $b$**

Deve essere stabilito in relazione allo schema strutturale del ponte, tenuto conto delle caratteristiche di duttilità dell'opera.

In particolare, salvo specifiche indagini, potranno essere assunti i seguenti valori:

per strutture a telaio, quali travate solidali con le pile, archi incastrati, pile a telaio limitatamente alle azioni nel piano del telaio, ecc.:  $\beta = 1,0$ ;

per strutture isostatiche ed in genere per strutture con limitata duttilità, quali pile singole di ponti a travata e pile a telaio per quanto riguarda le azioni fuori del piano del telaio:

$\beta = 1,2$ ;

per gli apparecchi di appoggio e i dispositivi di ritegno in genere:  $\beta = 2,5$ .

#### **3.9.2. Coefficiente di fondazione**

Deve essere stabilito sulla base della stratigrafia dei terreni interessati dalle fondazioni, delle loro caratteristiche meccaniche e della morfologia del sito con valori variabili tra  $\varepsilon = 1,0$  e  $\varepsilon = 1,3$ .

#### **3.9.3. Fondazione in zona sismica non collegata e spostamenti relativi**

Non si applicano ai ponti le prescrizioni del punto B.10 comma secondo, capoverso a) del DM 19 giugno 1984 relativo alle costruzioni in zona sismica. Nel progetto si terrà conto di uno spostamento orizzontale tra le

strutture di fondazione contigue, sia per le verifiche di sicurezza, che per il controllo degli spostamenti in relazione alle caratteristiche geomorfologiche dei luoghi ed alla tipologia dell'opera.

### **3.10 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI: $q_7$**

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

Dette forze possono valutarsi con le Norme CNR sugli appoggi.

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

### **3.11 AZIONI SUI PARAPETTI. URTO DI VEICOLO IN SVIO: $q_8$**

I parapetti, la cui altezza non potrà essere inferiore ad un metro, devono essere calcolati in base ad una spinta orizzontale di 0,13 t/m applicata al corrimano.

I sicurvia e gli elementi strutturali a cui sono collegati devono essere dimensionati per una forza orizzontale trasversale non inferiore a 4500 kg applicata a 0,60 m dal piano viario; ai montanti inoltre deve essere applicata simultaneamente una forza orizzontale longitudinale non inferiore a 3000 kg che, nel caso di sicurvia continuo, potrà essere ripartita su non più di 4 montanti.

Nel caso in cui possa verificarsi l'urto di un veicolo su di un elemento strutturale, quale è ad esempio il caso delle pile dei sovrappassi (anche se protette da sicurvia), si dovrà considerare agente sull'elemento strutturale o sulla sua eventuale protezione

una forza orizzontale concentrata di 50 t applicata a 1,0 m dal piano viario con una inclinazione massima di 30° rispetto alla direzione di marcia del veicolo.

### **3.12 ALTRE AZIONI VARIABILI: $q_9$**

Rientrano fra questi carichi gli effetti della corrente sulle pile in acqua, la pressione dei ghiacci, l'urto dei natanti, ecc.

Quando si debba tener conto dei carichi accidentali  $q_9$ , se ne deve valutare l'entità di volta in volta sulla base di adeguata documentazione o facendo riferimento a norme specifiche.

### 3.13 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico da considerare nelle verifiche devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza, secondo quanto prescritto dalle «Norme sulla sicurezza e sui carichi». Di regola, salvo casi particolari adeguatamente motivati, saranno prese in conto le combinazioni di cui alla tabella allegata, con le seguenti precisazioni:

#### COMBINAZIONI E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI DELLE SINGOLE AZIONI PER I DIVERSI TIPI DI VERIFICHE

##### Metodo tensioni ammissibili

AZIONE GRUPPO	$g_1$	$g_2$	$g_3$	$\varepsilon_1$ *** *	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$	$\varepsilon_4$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$	$q_7$	$q_8$	$q_9$
A I	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6 *	0	1	1	1
A III	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0

##### Stati limite di esercizio fessurazione

AZIONE GRUPPO	$g_1$	$g_2$	$g_3$	$\varepsilon_1$ ***	$\varepsilon_2$	$\varepsilon_3$	$\varepsilon_4$	$q_1$	$q_2$	$q_3$	$q_4$	$q_5$	$q_6$	$q_7$	$q_8$	$q_9$
F I	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	0	0	0	0,4	0	0	0	0	0

F II	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	$\psi_1$	$\psi_0$	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1 ( $\beta_1$ )	1	1	1	1	$\psi_2$	$\psi_0$	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, AII, AIII, AIV

<b>Stati limite ultimi</b>						
<b>AZION E GRUPP O</b>	<b>g<sub>1</sub></b>	<b>g<sub>2</sub></b>	<b>g<sub>3</sub></b>	<b>ε<sub>1</sub> (***)</b>	<b>ε<sub>2</sub></b>	<b>ε<sub>3</sub></b>
U I	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 ( $\beta_2$ )	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U II	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 ( $\beta_2$ )	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U III	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 ( $\beta_2$ )	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)
U IV	1,5 (1,0)	1,5 (1,0)	1,5 ( $\beta_2$ )	1,2 (0,85)	1,2 (0)	1,2 (0)

<b>Stati limite ultimi</b>									
<b>ε<sub>4</sub></b>	<b>q<sub>1</sub></b>	<b>q<sub>2</sub></b>	<b>q<sub>3</sub></b>	<b>q<sub>4</sub></b>	<b>q<sub>5</sub></b>	<b>q<sub>6</sub></b>	<b>q<sub>7</sub></b>	<b>q<sub>8</sub></b>	<b>q<sub>9</sub></b>
1,2 (0)	0	0	0	0	1,5		1,5	1,5	(**)
1,2 (0)	1,5	1,5	0	0	0,9		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3		1,5	1,5	
1,2 (0)	1,5	1,5	0	1,5	0,3		1,5	1,5	

$\beta_1 = 0,7$  per spinta delle terre

$\beta_2 = 0,5$  per spinta delle terre

$\beta_1 = 0$  per azioni spingenti di origine idraulica

$\beta_2 = 0$  per azioni spingenti di origine idraulica

(\*) 0,4 per verifiche agli stati limite di esercizio

(\*\*) da valutare per caso

(\*\*\*) operando con il metodo delle tensioni ammissibili, si rammenta l'obbligo di effettuare la verifica a rottura della sezione.

Per singole opere di luce maggiore a 300 m. è possibile modificare i coefficienti indicati in tabella previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale del Ministero dei lavori pubblici.

- Per le azioni  $g$  ed  $\varepsilon$  assumere, quando più sfavorevoli, i valori indicati tra parentesi;

- i coefficienti  $\psi_1$  e  $\psi_2$  valgono:

$$\psi_1 = 1 \text{ e } \psi_2 = 0,7$$

per solette, traversi e strutture principali di luce inferiore a 10 m;

$$\psi_1 = 0,40 + 0,74 \left( \frac{100 - L}{100} \right)^2$$

$$\psi_2 = 0,25 + 0,556 \left( \frac{100 - L}{100} \right)^2$$

per strutture principali con luce di calcolo  $L$  compresa fra 10 e 100 metri;

$$\psi_1 = 0,4 \text{ e } \psi_2 = 0,25$$

per le luci superiori a 100 metri.

- I moltiplicatori da applicarsi alle eventuali azioni  $q_9$  per le verifiche agli stati limite ultimi devono essere valutati caso per caso;
- l'azione  $q_7$  (resistenza di attrito agli appoggi) deve sempre essere associata alle azioni  $g$  che la producono;
- Il valore sfavorevole (1,2) del coefficiente relativo alle azioni indirette

$\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$ ,  $\varepsilon_4$  nelle verifiche agli stati limite ultimi, deve essere assunto pari ad 1,5 nel caso si impieghi un procedimento di analisi strutturale non lineare.

#### **4. VERIFICHE SI SICUREZZA**

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate sulla base delle «Norme sulla sicurezza e sui carichi» e, per quanto riguarda le fondazioni, delle «Norme geotecniche».

Si deve inoltre applicare quanto prescritto dalle «Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» emesse in applicazione della legge 5 novembre 1971, n. 1086, salvo quanto specificato al punto 4.1 ed assumendo per tutte le combinazioni di carico lo stesso unico valore delle tensioni ammissibili e delle resistenze di calcolo.

In particolare devono essere effettuate le verifiche agli stati limite a fatica, a fessurazione ed a deformazione, tanto operando con il metodo delle tensioni ammissibili, quanto con il metodo agli stati limite.

##### **4.1. VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FATICA**

Nelle verifiche di resistenza da effettuarsi con le combinazioni di carico che risultino determinanti tra quelle indicate al punto 3.13, si deve tener conto dell'influenza della fatica derivante dall'azione ripetuta dei carichi variabili secondo le indicazioni delle «Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, emesse in applicazione alla legge 5 novembre 1971, n. 1086.

In mancanza di dati più precisi, derivanti da una approfondita analisi della distribuzione statistica dei carichi, in relazione al previsto periodo di esercizio dell'opera, le verifiche devono essere effettuate per i carichi ed il numero di ripetizioni qui di seguito indicati:

- a) strutture principali:  $2 \times 10^6$  cicli di carico considerando, solo il 50% dei carichi mobili con esclusione del coefficiente dinamico per il carico  $q_1^b$ ;
- b) strutture secondarie d'impalcato (solette, traversi etc.):  $2 \times 10^6$  cicli di carico considerando l'intero  $q_1^c$  o in alternativa, quando più sfavorevole, la percentuale di carico  $q_1^b$ , senza l'effetto dinamico, specificata come segue:

- I cat. 100%;
- II cat. 50%.

Salvo casi particolari, si possono trascurare gli effetti termici.

#### **4.2. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE DEVONO ESSERE EFFETTUATE IN BASE ALLE CONDIZIONI DI CARICO INDICATE AL PUNTO 3.13**

Per le strutture in cemento armato ordinario per le combinazioni di carico  $F_I$  e  $F_{III}$ , l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore a 0,1 mm in ambiente aggressivo e comunque all'estradosso delle solette, 0,2 mm in ambiente normale; per la combinazione di carico  $F_{II}$  l'apertura teorica delle fessure deve risultare inferiore rispettivamente a 0,2 e 0,3 mm. Per le strutture in cemento armato precompresso, in considerazione della maggior sensibilità degli acciai alla corrosione, nelle combinazioni di carico  $F_I$  e  $F_{III}$  non si deve verificare decompressione in alcuna sezione; con la combinazione di carico  $F_{II}$  l'apertura delle fessure deve risultare inferiore a 0,1 mm in ambiente aggressivo a 0,2 in ambiente normale.

#### **4.3. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE**

Le deformazioni massime delle strutture da valutarsi in base alle combinazioni di carico indicate nel punto 3.13 devono risultare compatibili con la geometria della struttura in relazione alle esigenze del traffico, nonché con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in progetto. Esse pertanto non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocità di progetto della strada.

Nel calcolo delle deformazioni si dovrà tener conto dell'eventuale stato di fessurazione della struttura.

#### **4.4. VERIFICA ALLE AZIONI SISMICHE**

Quando si adotti il metodo delle tensioni ammissibili, in conformità con quanto previsto dalle vigenti «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche» DM 19 giugno 1984 in applicazione alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, si considera la combinazione di carico AV di cui al punto 3.13.

Quando invece le analisi delle sollecitazioni provocate dalle azioni orizzontali e verticali siano eseguite, come anche esplicitamente previsto dalle norme suddette al secondo capoverso del paragrafo B.1, con metodi approfonditi, fondati su un opportuno e motivato terremoto di progetto e su procedimenti di calcolo basati su ipotesi e risultati sperimentali chiaramente comprovati, le verifiche potranno essere effettuate con metodi coerenti con

le ipotesi assunte.

#### **4.5. VERIFICHE IN FASE DI COSTRUZIONE**

Le verifiche di sicurezza devono riguardare anche le singole fasi di costruzione dell'opera. Nel corso della costruzione sono ammesse limitate riduzioni del margine di sicurezza, rispetto a quello previsto nel presente punto 4, da valutarsi in relazione alla durata delle varie fasi transitorie ed al periodo di ritorno delle azioni considerate.

Devono inoltre essere verificate le eventuali centine e le altre attrezzature provvisorie previste per la realizzazione dell'opera.

### **5. STRUTTURE PORTANTI**

#### **5.1. IMPALCATO**

##### **5.1.1. Spessori minimi**

Gli spessori minimi degli elementi dell'impalcato devono essere fissati in base alle prescrizioni delle vigenti norme per i singoli tipi strutturali, tenendo conto dell'influenza dei fattori ambientali sulla durabilità dell'opera.

##### **5.1.2. Strutture ad elementi prefabbricati**

Nelle strutture che sono costruite interamente od in parte con elementi prefabbricati si deve provvedere affinché sia assicurata la compatibilità geometrica delle parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze, al fine di evitare danneggiamenti o sovratensioni dovuti a difetti esecutivi o di montaggio.

Gli elementi di connessione tra le parti collegate devono essere conformati in modo da garantire la corretta trasmissione degli sforzi. Nel caso di elementi in cemento armato normale e precompresso e di strutture miste acciaio-calcestruzzo va tenuto conto anche delle ridistribuzioni lente che si verificano tra parti gettate o sottoposte a carico in tempi successivi, e quelle che derivano dalle variazioni dei vincoli.

#### **5.2. PILE**

### **5.2.1 Spessori minimi**

Vale quanto indicato al punto 5.1.1.

### **5.2.2. Schematizzazione e calcolo**

Nella verifica delle pile snelle, particolare attenzione deve essere rivolta alla determinazione delle effettive condizioni di vincolo, specialmente per quel che riguarda le fondazioni.

Le pile devono essere verificate, in sommità, anche agli effetti delle azioni concentrate derivanti dagli apparecchi di appoggio.

Nel calcolo delle deformazioni si deve controllare che nelle combinazioni più sfavorevoli delle azioni gli spostamenti consentiti dagli apparecchi di appoggio siano compatibili con quelli massimi valutati tenendo conto nelle pile alte anche della differenza di temperatura tra una faccia e l'altra.

## **6. VINCOLI**

I vincoli dell'impalcato alle sottostrutture (pile, spalle, fondazioni) devono assicurare le previsioni di progetto realizzando lo schema statico previsto sia con riferimento alle azioni che alle distorsioni.

Inoltre essi devono permettere l'evoluzione dello schema statico della struttura durante le fasi costruttive qualora ciò sia previsto in progetto.

I vincoli devono essere tali da consentire tutti gli spostamenti previsti con margine di sicurezza superiore a quello degli altri elementi strutturali.

Le singole parti del vincolo e relativi ancoraggi devono essere dimensionati in base alle forze vincolari trasmesse.

Particolare attenzione va rivolta al funzionamento dei vincoli nella direzione trasversale rispetto all'asse longitudinale dell'impalcato cui deve corrispondere uno schema statico ben definito.

La scelta e la disposizione dei vincoli nei ponti a pianta speciale quali i ponti in obliquo ed i ponti in curva va approfondita con riferimento a tutte le particolarità di funzionamento che tali impalcati presentano.

### **6.1. PROTEZIONE DEI VINCOLI**

Con opportuni accorgimenti deve essere assicurata la protezione delle varie parti dei vincoli al fine di garantire il regolare funzionamento per il previsto periodo di esercizio.

## **6.2. CONTROLLO, MANUTENZIONE E SOSTITUZIONE**

Deve essere comunque assicurata l'accessibilità ai vincoli del ponte tale da consentirne il controllo, la manutenzione e la eventuale sostituzione senza eccessiva difficoltà.

## **6.3. VINCOLI IN ZONA SISMICA**

Per i ponti in zona sismica, i vincoli devono essere progettati in modo che risultino idonei sia a trasmettere le azioni definite al punto 3.9 sia ad evitare sconnessioni degli elementi componenti il vincolo e la fuoriuscita dei vincoli dalle loro sedi, tenendo conto degli eventuali urti conseguenti al comportamento dinamico.

## **7. OPERE ACCESSORIE**

### **7.1. GIUNTI**

In corrispondenza delle interruzioni strutturali devono prevedersi dispositivi atti ad assicurare la continuità del piano viabile limitando il più possibile le sollecitazioni alla struttura ed i disturbi al traffico derivanti da tali interruzioni.

Di regola essi devono impedire che le acque meteoriche o di lavaggio possono percolare attraverso il giunto medesimo; nel caso in cui ne sia invece previsto il passaggio attraverso il giunto, le acque devono essere raccolte immediatamente sotto di esso in apposita canaletta ed allontanate dalle strutture adiacenti.

### **7.2. PAVIMENTAZIONI**

La pavimentazione stradale sui ponti deve sottrarre alla usura ed alla diretta azione del traffico l'estradosso del ponte e degli strati di impermeabilizzazione su di esso disposti.

Allo scopo di evitare frequenti rifacimenti, particolarmente onerosi sul ponte, tutta la pavimentazione, compresi i giunti e le altre opere accessorie, deve essere eseguita con materiali della migliore qualità e con la massima cura esecutiva.

### **7.3. IMPERMEABILIZZAZIONE**

Mediante opportuna impermeabilizzazione deve essere evitato che

infiltrazioni di acqua possano recare danno ai materiali costituenti le strutture portanti dei ponti.

#### **7.4. SMALTIMENTO DELLE ACQUE PIOVANE**

Lo smaltimento delle acque piovane deve effettuarsi in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico nonché ad eventuali opere ed esercizi sottostanti.

#### **7.5. ISPEZIONALITÀ DELLE OPERE**

In sede di progettazione ed esecuzione devono essere previsti provvedimenti costruttivi e dispositivi atti ad assicurare l'ispezionabilità delle varie parti dell'opera in maniera commisurata alla importanza dell'opera stessa.

### **8. NORME DI ESECUZIONE E COLLAUDO**

#### **8.1. ESECUZIONE**

Nel corso dell'esecuzione deve essere osservato quanto prescritto in merito dalle norme vigenti richiamate al punto 1.2.

Particolare attenzione deve essere rivolta al controllo in corso d'opera della qualità dei materiali.

#### **8.2. COLLAUDO STATICO**

I ponti non possono essere posti in esercizio prima dell'esecuzione del collaudo statico di cui all'art. 7 della legge n. 1086 del 5 novembre 1971. Le operazioni di collaudo dovranno svolgersi in conformità delle prescrizioni generali e, per quanto applicabili, di quelle relative alle prove di carico contenute nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art. 21 della legge sopra citata.

Solo per ponti di luce netta inferiore o eguale a 6 m il collaudatore, a suo giudizio, potrà omettere le prove di carico, purché compia gli altri accertamenti e controlli di cui alle citate norme tecniche, comunque necessari per il collaudo statico delle opere d'arte.