

D. Min. LL.PP. 4 maggio 1990

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

Art. 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 [\[Vedi\]](#), predisposte dal Servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

Art. 2.

Le anzidette norme entrano in vigore sei mesi dopo la pubblicazione del presente decreto nella Gazzetta Ufficiale della Repubblica italiana.

Art. 3.

In via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al decreto ministeriale 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. 1086/71 [\[Vedi\]](#) per le quali è stata già presentata la denuncia ai sensi dell'art. 4 della legge stessa.

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 fase 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 o 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 metri, 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 m 3,20 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 metri, 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 m. 2,50.

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, all'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:

g1 = peso proprio delle strutture;

g2 = carichi permanenti portati;

g3 = altre azioni permanenti;

ε 1 = distorsioni e presollecitazioni di progetto;

ε 2 = ritiro del calcestruzzo;

ε 3 = variazioni termiche;

ε 4 = scorrimenti viscosi

ε 5 = cedimenti vincolari;

q1 = carichi mobili;

q2 = effetto dinamico dei carichi mobili;

q3 = azioni longitudinali di frenamento;

q4 = azione centrifuga;

q5 = azione del vento;

q6 = azioni sismiche;

q7 = resistenze parassite dei vincoli;

q8 = azioni sui parapetti; urto di un veicolo in svio contro un elemento strutturale;

q9 = 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: g1.

3.2.2 Carichi permanenti portati: g2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili).

3.2.3 Altre azioni permanenti: g3 (spinte delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

3.3 Distorsioni

3.3.1 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.

3.3.2 Ritiro (ϵ_2) variazioni termiche (ϵ_3), e viscosità (ϵ_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: ϵ_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:

q1a) mezzo convenzionale da 60 t a tre assi aventi le caratteristiche indicate nello schema allegato;

q1b) carico ripartito pari a 3 t/m disposto, ai fini del calcolo delle strutture principali lungo l'asse di una corsia d'ingombro;

q1c) carico isolato da 10 t con impronta quadrata di lato 0,3 m;

q1d) carico isolato da 1 t con impronta quadrata di lato 0,7 m;

q1e) carico della folla uniformemente ripartito in superficie pari a 0,4 t/m².

Per singole opere di luce maggiore a 300 m e' possibile derogare dal valore q1b 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:

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 q1a) e q1b) come specificato al punto 3.4.4.3);

3a categoria: ponti per il transito dei soli carichi q1d) e q1e) (Passerelle pedonali).

3.4.2.1 Sul manufatto dovrà essere applicato un contrassegno permanente, chiaramente visibile, indicante la categoria e 1 anno di costruzione. L'accesso ai ponti di 3a 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 1a e 2a categoria e' quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza nonche' gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a cm 20, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale e' stabilita per ciascuna colonna in m 3,50.

In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a m 5,50.

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

3.4.4.3 Per i ponti di 1a categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze definite al punto 3.4.4.1:

--una colonna di carico costituita da un solo mezzo q1a e, al di fuori dell' ingombro di questo, da uno o piu' tratti di carico q1b disposti, ai fini del calcolo delle strutture principali, lungo l' asse della corsia nel modo piu' sfavorevole;

--una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di q1a ed al 50% di q1b;

--altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di q1a ed al 35% di q1b;

--il carico q1e sui marciapiedi, salvo quanto specificato al punto 3.4.4.1 nel caso di carreggiate con piu' di 4 colonne.

Per i ponti di 2a 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 1a categoria ma con carichi pari rispettivamente al 75% di q1a ed al 50% di q1b;

--una seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi pari rispettivamente al 50% di q1a ed al 50% di q1b;

--altre colonne di carico analoghe alle precedenti, ma con carichi pari rispettivamente al 35% di q1a, ed al 35% di q1b;

--il carico q1a sui marciapiedi.

Per ponti di 3a categoria si considera il carico q1a nelle disposizioni piu' gravose per le singole verifiche.

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

Qualora la larghezza della suddetta carreggiata contenga piu' di 4 colonne di 3,50 m devono prevedersi, in luogo di una sola colonna formata da q1a + q1b, due colonne cosi' formate tra loro non contigue.

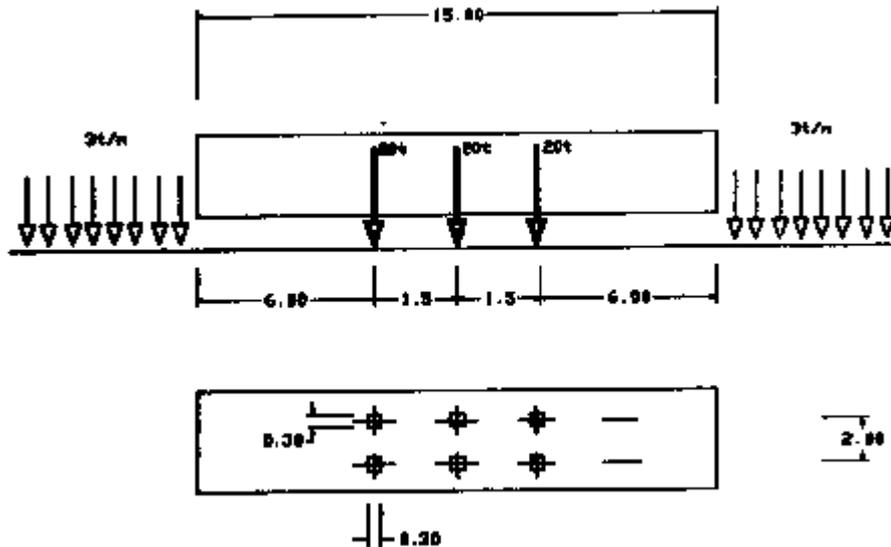
3.4.4.4 Ai fini del calcolo delle strutture secondarie dell' impalcato (solette, traversi, ecc.) si devono prendere in considerazione, nelle posizioni di volta in volta piu' gravose per l' elemento considerato, i carichi definiti in 3.4.4.3 ed inoltre, in alternativa:

-- per i ponti di 1a categoria e 2a categoria: una sola fila di tre ruote del carico q1a, nella posizione piu' sfavorevole, indipendentemente dall' ingombro trasversale del mezzo;

-- per i marciapiedi non protetti da sicurvia: carico q1c;

-- per i ponti di 3a categoria e marciapiedi protetti da sicurvia: carico q1d.

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 q1a, q1b, q1c, q1d, q1e, che, caso per caso, risulta piu' gravosa ai fini delle verifiche.



3.5 Incremento dinamico di carichi mobili dovuto ad azioni dinamiche q2

L' entita' 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 nonche' la velocita' di progetto della strada, le caratteristiche delle sospensioni dei carichi e la rugosita' del manto stradale, l'incremento q2 e' fornito da $q2 = (\varnothing - 1) q1$, ove \varnothing e' il 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 e' applicato il carico q1a;
- per le mensole: l' oggetto, aumentato della luce di calcolo della eventuale trave semplice sostenuta dalla mensola stessa;
- per gli elementi secondari d' impalcato la loro luce di calcolo.

3.6 Azione longitudinale di frenamento: q3.

La forza di frenamento si assume agente nella direzione dell' asse della strada ed al livello della superficie stradale, con intensita' pari ad 1/10 della singola colonna di carico piu' pesante per ciascuna carreggiata. Essa deve comunque risultare non inferiore al 20% (ponti di 1a categoria) o al 15% (ponti di 2a categoria) del totale del carico q1.a che puo' interessare la struttura.

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

3.7 Azione centrifuga: q4

Nei ponti sui quali la strada e' in curva con raggio R (in metri) l' azione centrifuga per ogni colonna

di carico si valuta convenzionalmente pari a:

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

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

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

3.8 Azione del vento: q5

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

Per tale carico si assume un valore pari a 250 kg/m² 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 puo' 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 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 necessita', si procederà anche alla verifica sperimentale della sicurezza nei riguardi della stabilita' dinamica.

3.9. Azioni sismiche: q6

Si deve tener conto degli effetti del sisma secondo quanto e' stabilito dalle vigenti "Norme per le costruzioni in zona sismica".

Si indica con q6 l' azione sismica piu' 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 β .

Deve essere stabilito in relazione allo schema strutturale del ponte, tenuto conto delle caratteristiche di duttilita' dell' opera. In particolare, salvo indagini specifiche, 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 duttilita', quali pile singole di ponti a travata e pile a telaio per quanto riguarda le azioni del piano del telaio: $\beta = 1,2$;

--per gli apparecchi di appoggio ed 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 collegate e spostamenti relativi.

Non si applicano ai ponti le prescrizioni del punto B.10 comma secondo, capoverso a), del Decreto Ministeriale 19 giugno 1984 relativo alle costruzioni in zona sismica. Nel progetto si terra' 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 geo-morfologiche dei luoghi ed alla tipologia dell' opera.

3.10 Resistenze parassite dei vincoli: q7

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 C.N.R. 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: q8

I parapetti, la cui altezza non potra' 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 m 0,60 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, potra' essere ripartita su non piu' di 4 montanti.

Nel caso in cui possa verificarsi l' urto di un veicolo su di un elemento strutturale, quale e' ad esempio il caso delle pile dei sovrappassi (anche se protette da sicurvia), si dovra' 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. q9

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 q9, se ne deve valutare l' entita' 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

Azione	g1	g2	g3	ε_1	ε_2	ε_3	ε_4	q1	q2	q3	q4	q5	q6	q7	q8	q9
<i>METODO TEN. AMMISSIBILI</i>																
A I	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	1
A II	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	0	0	0,6*	0	1	1	1
A III	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	1	0	0,2	0	1	1	1
A IV	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	1	1	0	1	0,2	0	1	1	1
A V	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0
<i>STATI LIMITE DI ESERCIZIO FESSURAZIONE</i>																
F I	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	0	0	0	0	0,4	0	0	0	0
F II	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	ψ_1	Ψ_1	0	0	0	0	0	0	0
F III	1	1	1(β_1)	1	1	1	1	ψ_2	Ψ_2	0	0	0	0	0	0	0

Per ulteriori stati limite di esercizio valgono A I, A II, A III, A IV

<i>STATI LIMITE ULTIMI</i>																
U I	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	(**)	
U II	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	0	0	0,9	1,5	1,5		
U III	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	1,2(0)	1,5	1,5	1,5	0	0,3	1,5	1,5		
U IV	1,5(1,0)	1,5(1,0)	1,5(β_2)	1,2(0,85)	1,2(0)	1,2(0)	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

$\beta_2 =$ per azioni spingenti di origine idraulica

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

(**) da valutare caso per caso

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

Per le 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 ε assumere, quando piu' sfavorevoli, i valori indicati tra parentesi:

-- I coefficienti ψ_1 e ψ_2 valgono:

$$y_1 = 1 \text{ e } y_2 = 0,7$$

per solette, trasversi e strutture principali di luce inferiore a metri 10;

$$y_1 = 0,40 + 0,74 \left(\frac{100 - L}{100} \right)^2$$

$$y_2 = 0,25 + 0,556 \left(\frac{100 - L}{100} \right)^2$$

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

$$y_1 = 0,4 \text{ e } y_2 = 0,25$$

per 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 ε_2 , ε_3 , ε_4 nelle verifiche agli stati limite ultimi, deve essere assunto pari a 1,5 nel caso si impieghi un procedimento di analisi strutturale non lineare.

4. VERIFICHE DI 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 piu' 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 x 10⁶ cicli di carico considerando solo il 50% dei carichi mobili con esclusione del coefficiente dinamico per il carico q1b;

b) strutture secondarie d' impalcato (solette, trasversi, etc.): 2 x 10⁶ cicli di carico considerando l' intero carico q1c o in alternativa, quando piu' sfavorevole, la percentuale di carico q1b, 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 FI e FIII 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 FI, 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 sensibilita' degli acciai alla corrosione, nelle combinazioni di carico FI e FIII non si deve verificare decompressione in alcune sezione, con la combinazione di carico FII 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, nonche' con i vincoli ed i dispositivi di giunto previsti in Progetto. Esse pertanto non devono arrecare disturbo al transito dei carichi mobili alle velocita' di progetto della strada.

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

4.4 Verifica alle azioni sismiche

Quando si adotti il metodo delle tensioni ammissibili, in conformita' con quanto previsto dalle vigenti "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" Decreto Ministeriale 19 giugno 1986 in applicazione alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, si considera la combinazione di carico A V 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 ai 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 norme vigenti per i singoli tipi strutturali, tenendo conto dell' influenza dei fattori ambientali sulla durabilita' 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 compatibilita' geometrica delle parti assemblate, tenendo anche conto delle tolleranze, al fine di evitare sovratensioni o danneggiamenti 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 sommita', anche agli effetti delle azioni concentrate derivanti

dagli apparecchi di appoggio.

Nel calcolo delle deformazioni si deve controllare che nelle combinazioni piu' 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

6.0

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 cio' 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 particolarita' 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 garantirne il regolare funzionamento per il previsto periodo di esercizio.

6.2 Controllo, manutenzione e sostituzione

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

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 sconessioni 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 continuita' del piano viabile limitando il piu' 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 possano percolare attraverso il giunto stesso- 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 gli 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 qualita' 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 nonche' ad eventuali opere ed esercizi sottostanti.

7.5 Ispezionabilita' delle opere

In sede di progettazione ed esecuzione devono essere previsti provvedimenti costruttivi e dispositivi atti ad assicurare l' ispezionabilita' 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 qualita' 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[Vedi] . Le operazioni di collaudo dovranno svolgersi in conformita' 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 m 6 il collaudatore, a suo giudizio, potra' omettere le prove di carico, purché compia gli altri accertamenti e controlli di cui alle norme tecniche citate, comunque necessari per il collaudo statico delle opere d' arte.