

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

Decreto 14 Febbraio 1992

«Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche»

(Pubblicato nel supplemento ordinario n. 55 alla "Gazzetta Ufficiale" n. 65 del 18 marzo 1992)

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* n. 321 del 21 dicembre 1971, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Visto il decreto ministeriale 27 luglio 1985, pubblicato nel supplemento ordinario alla *Gazzetta Ufficiale* n. 113 del 17 maggio 1986;

Considerato che, ai sensi dell'art. 21 della citata legge 5 novembre 1971, n. 1086, sono state apportate modifiche alle norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni di cui alla legge medesima;

Visto il testo delle norme tecniche predisposto dal Servizio tecnico centrale;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici che si è espresso con il parere emesso dall'assemblea generale, in data 14 dicembre 1990, con voto n. 383;

Espletata la procedura di cui alla legge 21 giugno 1986, n. 317, emanata in ottemperanza della direttiva CEE n. 83/1989;

Decreta:

Art. 1.

Sono approvate le norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, predisposte dal Servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

Art. 2.

Le presenti norme entreranno in vigore quattro mesi dopo la loro pubblicazione nella *Gazzetta Ufficiale*.

Art. 3.

In via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al decreto ministeriale 27 luglio 1985 per le opere in corso e per le quali sia stata già presentata la denuncia prevista dall'art. 4 della legge n. 1086/1971, nonché per le opere di cui all'ultimo comma dello stesso art. 4, per le quali sia stato pubblicato il bando di gara per l'appalto, ovvero sia intervenuta la stipulazione del contratto di appalto a trattativa privata.

UNITÀ DI MISURA

Il sistema di unità di misura adottato è il "Sistema Internazionale di unità" indicato con la sigla "SI" di cui al decreto del Presidente della Repubblica 12 agosto 1982, n. 802 - Attuazione della direttiva (CEE) n. 80/181 relativa alle unità di misura.

Nelle presenti norme sono indicati anche, tra parentesi quadre, i corrispondenti valori nelle unità di misura del sistema tecnico.

Nella relazione tra i due sistemi

$$1 \text{ kgf} = 9,81 \text{ N (newton)}$$

Per le grandezze relative al conglomerato cementizio il coefficiente 9,81 è stato arrotondato a 10 per ragioni di carattere pratico.

N.d.R.: si riportano nel seguito le sole parti del D.M. 14.02.1992 riguardanti l'utilizzo del metodo delle tensioni ammissibili; per le parti restanti vige attualmente il D.M. 09.01.1996.

... omissis ...

Parte Prima - C.A. e C.A.P.

... omissis ...

3. NORME DI CALCOLO: metodo delle tensioni ammissibili

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

3.1. Cemento armato normale

3.1.1. Metodo delle tensioni ammissibili

Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $n = 15$.

Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali.

3.1.2. Variazioni termiche e ritiro

Ove necessario si considererà l'influenza della variazione termica più sfavorevole in relazione alla temperatura ambiente durante l'esecuzione dell'opera tenendo anche conto dell'influenza della viscosità del conglomerato cementizio; nei casi ordinari in mancanza di dati più precisi, l'influenza degli scarti termici e della viscosità sul regime di sollecitazione potrà essere valutata convenzionalmente considerando, in regime elastico, l'influenza di scarti stagionali rispetto alla temperatura media locale, di $\pm 15^\circ\text{C}$ per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, e di $\pm 10^\circ\text{C}$ per le opere non direttamente esposte.

In generale la variazione di temperatura potrà essere considerata uniforme per tutte le membrature di una costruzione, tranne quando siano prevedibili differenze sensibili di temperatura tra i singoli elementi.

Quando per una stessa membratura esistano variazioni di temperatura diverse in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso, si ammetterà in generale una distribuzione della variazione di temperatura di tipo lineare.

3.1.3. Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato

Tenute presenti le prescrizioni contenute nel punto 5.2.1, le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}_c$, vengono definite in base alla formula sotto indicate, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck} , tenuto anche presente quanto disposto nel punto 1 dell'Allegato 2.

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \left[\bar{\sigma}_c = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

I valori di $\bar{\sigma}_c$ sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione.

Nelle solette di spessore minore di 5 cm le tensioni ammissibili sono ridotte del 30%.

Nelle travi a T con soletta collaborante la tensione ammissibile è ridotta:

- del 30% per soletta di spessore $s < 5$ cm;
- del 10 % per soletta di spessore $s \geq 5$ cm.

Per pilastri calcolati a compressione semplice la tensione ammissibile assume il valore ridotto:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_c &= 0,7 [1-0,03 (25 - s)] \bar{\sigma}_c && \text{per } s < 25 \text{ cm;} \\ \bar{\sigma}_c &= 0,7 \bar{\sigma}_c && \text{per } s \geq 25 \text{ cm;} \end{aligned}$$

con s dimensione trasversale minima della sezione.

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

3.1.4. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di $\bar{\tau}_{c0}$ ottenuti con l'espressione:

$$\bar{\tau}_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \left[\bar{\tau}_{c0} = 4 + \frac{R_{ck} - 150}{75} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

Nella zone ove le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{c0}$ gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \left[\bar{\tau}_{c1} = 14 + \frac{R_{ck} - 150}{35} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione $\bar{\tau}_{c1}$ può essere aumentato del 10%.

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare i valori sottoindicati.

- Barre tonde lisce:

$$\bar{\tau}_b = 1,5 \bar{\tau}_{c0}$$

- Barre ad aderenza migliorata:

$$\bar{\tau}_b = 3,0 \bar{\tau}_{c0}$$

3.1.5. Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto 6.

Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce

PROSPETTO 6

Tipo di acciaio		Fe B 22 k	Fe B 32 k
$\bar{\sigma}_s$	N(mm ²)	115	155
	[kgf/cm ²]	1200	1600]

3.1.6. Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto 7.

Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata

PROSPETTO 7

Tipo di acciaio		Fe B 38 k	Fe B 44 k
$\bar{\sigma}_s$	N(mm ²) [kgf/cm ²]	215 2200	255 2600]

Per strutture in ambiente aggressivo, si dovrà effettuare la verifica di fessurazione. Al fine di garantire la durata delle opere si dovrà controllare lo stato di fessurazione (ad esempio secondo metodi paragonabili a quelli previsti al punto 4.2.4.).

3.1.7. Tensioni ammissibili nei fili di acciaio trafilato, nelle reti e nei tralicci

La tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni:

$$\bar{\sigma}_s \begin{cases} \leq 0,60 f_{(0,2)k} \\ \leq 0,55 f_{tk} \end{cases}$$

con un massimo di 255 N/mm² [2600 kgf/cm²].

Per reti con fili lisci il superamento del tasso ammissibile di 215 N/mm² [2200 kgf/cm²] è consentito per fili elementari aventi diametro $\varnothing \leq 8$ mm o con distanza assiale fra i fili elementari non superiore a 20 cm.

Per strutture in ambiente aggressivo si dovrà effettuare la verifica di fessurazione. Al fine di garantire la durata delle opere si dovrà controllare lo stato di fessurazione (ad esempio con metodi paragonabili a quelli previsti al punto 4.2.4.).

3.1.8. Fenomeni di fatica

In presenza di sollecitazioni che possano indurre fenomeni di fatica, se

$$\sigma_{\min} < \frac{2}{3} \sigma_{\max}$$

le tensioni ammissibili vengono ridotte secondo l'espressione:

$$\bar{\sigma}_s = 0,75 \bar{\sigma}_s \left(1 + 0,5 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$$

3.1.9. Deformazioni

Nel calcolo elastico delle incognite statisticamente indeterminate gli elementi geometrici delle sezioni rette devono essere valutati considerando reagente l'intera sezione, di conglomerato con l'eventuale contributo dell'armatura omogeneizzata.

Occorre verificare che le deformazioni istantanee e differite delle membrature siano compatibili con il corretto esercizio

3.1.10. Pilastrini

Se la posizione del centro di sollecitazione nei pilastrini soggetti a compressione eccentrica è tale che, pur essendo esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di conglomerato interamente reagente, la forza normale dia luogo a trazioni minori di 1/5 della tensione al lembo compresso, la sezione può essere verificata come interamente reagente, ferme restando le limitazioni di cui al primo e secondo comma del punto 5.3.4. e purché la sezione d'armatura in zona tesa sia idonea ad assorbire la risultante delle trazioni alla tensione convenzionale di 115 N/mm² [1200 kgf/cm²] per barre lisce e di 175 N/mm² [1800 kgf/cm²] per barre ad aderenza migliorata.

Nell'altro caso le sezioni devono essere verificate nella ipotesi di parzializzazione ed armate in conseguenza, ferme restando però le limitazioni di cui sopra.

3.1.11. Pilastrì cerchiati

Nelle strutture semplicemente compresse, armate con ferri longitudinali, disposti lungo una circonferenza e racchiusi da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro del nucleo cerchiato, si può assumere come area ideale resistente quella del nucleo, aumentata di 15 volte quella della sezione delle barre longitudinali o di 30 volte quella della sezione di una armatura fittizia longitudinale di peso uguale a quello della spirale.

L'area ideale così valutata non deve superare il doppio dell'area del nucleo.

La sezione dell'armatura longitudinale non deve risultare inferiore alla metà di quella dell'armatura fittizia corrispondente alla spirale.

3.1.12. Instabilità flessionale dei pilastrì

I fenomeni di instabilità devono essere presi in considerazione per snellezza $\lambda = \frac{l_0}{i}$ maggiore di 50, essendo l_0 la lunghezza libera di inflessione ed i il corrispondente raggio d'inerzia.

I pilastrì cerchiati devono essere considerati alla stregua di quelli ordinari, ossia prescindendo dalla presenza della spirale.

3.1.12.1. Carico centrato

Il coefficiente ω di amplificazione dei carichi, che tiene conto dei fenomeni di instabilità, varia come indicato nel prospetto 8.

PROSPETTO 8

Snellezza l	Coefficiente di amplificazione w
50	1,00
70	1,08
85	1,32
100	1,62

La verifica deve essere condotta nel piano di massima snellezza.

Snellezze λ maggiori di 100 sono da considerare con particolari cautele di progettazione e di calcolo.

3.1.12.2. Carico eccentrico

La verifica, salvo più accurate valutazioni deve essere seguita tenendo conto dello sforzo normale $N \cdot \omega$, con ω valutato per la massima snellezza, o del momento flettente $M^* = cM$, con M momento effettivo massimo; allo sforzo normale $N \cdot \omega$ si deve sostituire N se più sfavorevole.

Valutazioni particolarmente accurate sono richieste quando si prevedano forti deformazioni differite.

La tensione massima a compressione, così determinata non deve superare quella ammissibile per la sollecitazione di pressoflessione (vedi punto 3.1.3.).

Il coefficiente c è dato da:

$$\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}}$$

dove N_E è il carico critico euleriano per la snellezza relativa al piano di flessione, valutato per un modulo di elasticità convenzionale $E_c^* = 0,4 E_c$.

In ogni caso deve essere eseguita la verifica di cui al punto 3.1.12.1. per l'inflessione nel piano di massima snellezza.

3.2. Cemento armato precompresso

3.2.1. Generalità

Il calcolo delle tensioni va effettuato considerando le combinazioni più sfavorevoli della precompressione, nei suoi diversi stadi, e delle diverse condizioni di carico corrispondenti alle successive fasi di costruzione e di esercizio.

Deve inoltre essere effettuata la verifica a rottura e, nei casi richiesti, quella a fessurazione.

Di norma sono ammesse limitate tensioni di trazione di origine flessionale per le combinazioni più sfavorevoli, con le limitazioni di cui al punto 3.2.5.1.

È ammessa anche la precompressione parziale, con conseguente parzializzazione della sezione di conglomerato, con la esclusione dell'apporto delle tensioni di trazione nel conglomerato e con le limitazioni di cui ai punti successivi.

Nel computo delle caratteristiche geometriche delle sezioni vanno detratti gli eventuali vuoti per il passaggio dei cavi, quando complessivamente superino il 2% della sezione del conglomerato.

Nelle strutture a cavi non ancora iniettati si considera come resistente la sezione di conglomerato depurata dei fori; nelle strutture a cavi iniettati si può considerare collaborante l'armatura di precompressione con coefficiente di omogeneizzazione uguale a 6.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando peraltro gli effetti delle cadute di tensione per deformazioni lente.

Quando si eserciti la precompressione su una struttura vincolata in modo che ne risulti ostacolata la libera deformazione va tenuto conto dello stato di sollecitazione derivante dalle reazioni di iperstaticità.

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche si dovrà generalmente tenere conto della variazione che lo sforzo di pre-tensione subisce lungo l'asse geometrico per effetto dell'attrito.

Nelle strutture ad armatura post-tesa la tensione iniziale nella sezione generica viene calcolata deducendo dalla tensione al martinetto le perdite per attrito lungo il cavo e per l'eventuale rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati (da non considerarsi nel computo di σ_{spi} di cui al punto 2.3.6.). Si dovrà tenere conto altresì dell'effetto mutuo fra i cavi tesi successivamente indotto dalla deformazione elastica della struttura. Nelle strutture ad armatura pre-tesa va considerata la caduta di tensione per deformazione elastica.

Successivamente si valuteranno gli effetti delle deformazioni lente:

- ritiro;
- "fluage" del conglomerato;
- rilassamento dell'acciaio.

Le cadute legate alle condizioni di sollecitazione del conglomerato e dell'acciaio vanno valutate suddividendo idealmente la struttura in tronchi e considerando lo stato di tensione ivi agente nei due materiali.

Nelle strutture eseguite e precomprese in più fasi le cadute per deformazione lenta vanno valutate in ciascuna fase, con riguardo alle caratteristiche geometriche, ai carichi esterni ed alla precompressione presenti in tali fasi.

Nelle strutture miste, quando si eseguono getti successivi, va tenuto conto, almeno in via approssimata, degli sforzi prodotti dalla differenza delle deformazioni lente del conglomerato delle parti solidarizzate.

Nel caso della precompressione parziale, per la presenza di notevoli quantitativi di armatura ordinaria si potrà tenere conto dell'effetto dovuto alla migrazione delle tensioni di compressione dal conglomerato cementizio alle armature ordinarie.

Per le strutture staticamente indeterminate, quando vengono operate variazioni dello schema strutturale (es. cerniere provvisorie) va tenuto conto delle variazioni delle reazioni vincolari conseguenti alle deformazioni lente, con particolare riferimento all'età dei getti.

La documentazione tecnica relativa ai tipi degli ancoraggi per armature da c.a.p., dovrà essere depositata presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, a cura delle Ditte Produttrici e dovrà comprovare la efficienza degli ancoraggi stessi.

3.2.2. Effetti dell'attrito

Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare come segue:

la tensione σ_{p0} applicata all'estremità del cavo, a causa dell'attrito, risulta, alla distanza x , ridotta al valore σ_{px} dato dalla relazione:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} e^{-f(\alpha + \beta x)}$$

nella quale:

- f è il coefficiente di attrito dipendente dalle caratteristiche delle superfici del cavo e dell'alloggiamento che si trovano a contatto;
- α è la somma dei valori assoluti delle deviazioni angolari di progetto del cavo comprese nel tratto di lunghezza x , espresse in radianti; nel caso di deviazioni altimetriche e planimetriche concomitanti, i relativi angoli saranno composti geometricamente;
- β rappresenta la deviazione angolare convenzionale del cavo, espressa in rad/m, che tiene conto degli inevitabili contatti accidentali che, anche nel caso di cavo rettilineo correttamente realizzato, si verificano fra i vari elementi del cavo, l'alloggiamento e gli eventuali dispositivi distanziatori.

Salvo il caso di determinazione sperimentale, si adotteranno per f e β i valori seguenti, validi nell'ipotesi che le armature siano prive di ossidazione:

- cavo su calcestruzzo liscio: $f = 0,5$;
- cavo in guaina metallica: $f = 0,3$;
- $\beta = 0,01$ rad/m.

Quando $f(\alpha + \beta x)$ risulta minore di 0,25, per il calcolo di σ_{px} si potrà adottare lo sviluppo in serie della formula esponenziale limitato al secondo termine:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} [1 - f(\alpha + \beta x)]$$

Nel caso illustrato in figura si ha, nell'ambito dell'approssimazione predetta, supponendo di applicare in A la tensione σ_{pA} :

$$\sigma_{pB} = \sigma_{pA} [1 - f(\alpha_1 + \beta l_1)]$$

$$\sigma_{pC} = \sigma_{pB} (1 - f \beta l_2)$$

$$\sigma_{pD} = \sigma_{pC} (1 - f \beta l_3)$$

$$\sigma_{pE} = \sigma_{pD} [1 - f(\alpha_2 + \beta l_4)]$$

Stabilita così la legge di variazione della tensione lungo il cavo, se ne può dedurre l'allungamento da ottenere in A suddividendo il cavo in tronchi, calcolando in ciascun tronco la tensione media e deducendo il corrispondente allungamento unitario del diagramma sforzi-allungamenti dell'acciaio.

L'assestamento iniziale del cavo deve essere valutato sperimentalmente. In taluni casi, quando il cavo non venga preventivamente confezionato, questo effetto può assumere particolare importanza: la sua valutazione può essere eseguita iniziando la misura degli allungamenti a partire da una tensione sufficientemente elevata ed estrapolando fino all'asse delle deformazioni la legge sforzi-allungamenti rilevata a partire da tale prima lettura.

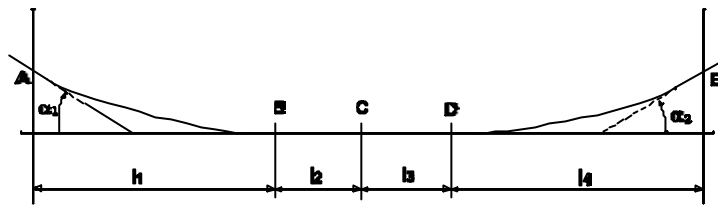


Fig. 1

3.2.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento

Per tenere conto dell'influenza reciproca fra le cadute di tensione per ritiro "fluage" del calcestruzzo, indicate globalmente con la notazione $\Delta\sigma_{ssf}$ e la caduta per rilassamento $\Delta\sigma_{r\infty}$, valutata secondo le prescrizioni di cui al punto 2.3.6, quest'ultima può essere ridotta al valore $\Delta'\sigma_{r\infty}$, desunto dalla espressione:

$$\Delta'\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \left(1 - \frac{2,5 \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma_{r\infty}$, corrispondente ad una tensione iniziale pari a $0,75 f_{ptk}$ e ad una temperatura di 20°C potrà essere assunta inferiore a $0,04 \sigma_{spi}$. Per altri valori della tensione iniziale vale la legge di variazione parabolica indicata al punto 2.3.6.

3.2.4. Ritaratura

Tenuto presente quanto stabilito al punto 6.2.4.2. circa la protezione delle armature, quando si procede alla ritaratura delle tensioni, le cadute per ritiro e viscosità del conglomerato e rilassamento dell'acciaio possono essere ridotte fino ai seguenti valori:

a) effetto del ritiro e della viscosità del conglomerato:

$$\Delta r = 15\% \quad \text{per } \Delta t \geq 60 \text{ giorni}$$

b) effetto del rilassamento dell'acciaio:

$$\Delta r = 30\% \quad \text{per } \Delta t \geq 28 \text{ giorni}$$

essendo:

Δr = coefficiente di riduzione;

Δt = intervallo di ritaratura.

In ogni caso vale la limitazione di cui al punto 3.2.3.

3.2.5. Tensioni normali ammissibili nel conglomerato

Tenute presenti le prescrizioni contenute nel punto 5.2.2., le tensioni ammissibili devono rispettare le limitazioni contenute nei successivi punti.

3.2.5.1. Tensioni di esercizio

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}_c = 0,38 R_{ck}$.

Sono ammesse tensioni di trazione al massimo uguali a $\bar{\sigma}_c = 0,06 R_{ck}$, a condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ad aderenza migliorata, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva, per il tasso convenzionale di 175 N/mm^2 [1800 kgf/cm^2], corrisponda all'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.

Per le travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione fino a $0,03 R_{ck}$, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali di esercizio sono ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nei seguenti casi:

- a) quando la fessurazione compromette la funzionalità della struttura;
- b) in tutte le strutture sotto l'azione del solo carico permanente (peso proprio e sovraccarico permanente), ove il sovraccarico variabile possa incrementare le trazioni;
- c) nelle strutture site in ambiente aggressivo;
- d) nelle strutture costruite per conci prefabbricati, nelle quali non si possa sperimentalmente dimostrare che il giunto dispone di una resistenza a trazione almeno equivalente a quella della zona corrente.

Nel caso della precompressione parziale le tensioni del conglomerato compresso e delle armature ordinarie sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, come nelle sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale.

Non è ammessa precompressione parziale nei casi a), c) e d) sopra elencati.

3.2.5.2. Tensioni iniziali

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}_c = 0,48 R_{ckj}$ essendo R_{ckj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura, calcolata con le stesse modalità di cui al punto 2.1.1. per R_{ck} .

Sono ammesse tensioni di trazione $\bar{\sigma}_c = 0,08 R_{ckj}$ fermo restando l'obbligo specificato al punto 3.2.5.1. di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di 215 N/mm². Nelle travi ad armature pretese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a 0,04 R_{ckj} senza aggiunta di armatura sussidiaria purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30%. Qualora si ammettano tensioni iniziali elevate si dovrà considerare il rischio che le contro-frecce assumano nel tempo valori eccessivi.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato il limite a trazione innanzi stabilito purché le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto 3.2.5.1., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale. La resistenza a trazione del conglomerato nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\frac{R_{ckj}}{1,3}$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in conglomerato, R_{ckj} rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato della testata medesima. In tal caso si controllerà inoltre che la pressione di contatto sotto la testata prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del conglomerato, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tenere conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto maggiore è l'aderenza assicurata dalla scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, sotto le migliori condizioni, superare il limite massimo del 50% dello sforzo totale.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

3.2.6. Verifiche a taglio e tensioni ammissibili

La verifica della sollecitazione di taglio comporta:

- a) la determinazione delle massime tensioni principali;
- b) il calcolo eventuale delle armature (vedi punto 3.2.9.).

3.2.6.1. Tensioni principali

Di regola la determinazione delle massime tensioni principali si effettua convenzionalmente in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione trasversale.

Le tensioni principali di trazione e compressione non debbono superare i limiti fissati al punto 3.2.5. Quando la tensione principale di trazione supera i $2/3$ dei limiti sopraindicati le tensioni principali di compressione non devono superare $0,24 R_{ck}$.

Per sezioni di forma particolare potrà essere necessario accertare che la verifica suddetta sia effettivamente significativa per tutte le fibre della sezione.

Per valori della tensione principale di trazione minori od uguali a $0,02 R_{ck}$ non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio.

Nella valutazione delle tensioni tangenziali occorrerà considerare la sezione trasversale depurata dei fori di passaggio dei cavi.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione, il valore ammissibile della tensione principale di trazione potrà essere aumentato del 10%, fermi restando i limiti stabiliti per tale tensione nella verifica riferita al solo taglio. Se del caso, si dovrà verificare la fibra di attacco all'anima della suola delle travi a T o a cassone.

3.2.6.2. Travi a conci

Nelle travi a conci con giunti lisci riempiti con malta cementizia il rapporto fra lo sforzo di taglio e lo sforzo normale non deve superare, in corrispondenza dei giunti, il valore 0,35. Qualora tale rapporto risulti maggiore di 0,35 le superfici dei conci contigui debbono essere munite di apposite dentellature o rese solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

3.2.7. Deformazioni lente

3.2.7.1 Ritiro

Per il calcolo delle cadute di tensione, salvo più precise valutazioni (vedi punto 2.1.6.) si possono adottare i seguenti valori:

- 0,0003 se la struttura viene precompressa prima di 14 giorni di stagionatura;
- 0,00025 se la struttura viene precompressa dopo 14 giorni di stagionatura.

Per strutture particolarmente sottili ed ambiente particolarmente secco dovranno adottarsi valori superiori.

3.2.7.2 Viscosità

La deformazione lenta sotto carico, depurata del ritiro, può, salvo più precise valutazioni (vedi punto 2.1.7.), essere assunta pari ad almeno 2 volte la deformazione elastica in esercizio per le combinazioni quasi permanenti, sempre che la struttura venga sollecitata non prima di 14 giorni di stagionatura.

Se la struttura viene invece sollecitata entro un tempo minore, la deformazione lenta sotto carico si assumerà non inferiore a 2,3 volte la deformazione elastica in esercizio per le combinazioni quasi permanenti.

Se la maturazione del conglomerato avviene con procedimenti particolari, è ammessa l'adozione di un minor valore della deformazione lenta purché sperimentalmente giustificato.

Il calcolo della caduta di tensione per viscosità dovrà essere effettuato, con riferimento alla tensione che, nella sezione considerata, agisce sulla fibra di conglomerato posta al livello della armatura.

Nelle travi ad armatura pre-tesa, nella esecuzione delle quali intercorre sempre un intervallo di tempo tra la tesatura e l'applicazione dello sforzo di precompressione al conglomerato, il calcolo della deformazione elastica del calcestruzzo, necessario per la successiva valutazione di quella differita nel tempo, dovrà basarsi sul valore assunto dalla tensione nell'acciaio al momento della applicazione dello stato di coazione al conglomerato, desunto dalla curva sperimentale di rilassamento determinata in condizioni simili a quelle presenti in fase esecutiva, ponendo particolare attenzione all'influenza sul rilassamento dell'acciaio dell'eventuale riscaldamento utilizzato per accelerare l'indurimento del conglomerato.

3.2.8. Tensioni ammissibili per gli acciai da precompresso

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

– strutture ad armatura post-tesa:

$$\left. \begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{trefoli} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{barre} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{pyk} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array}$$

Sono ammesse sovratensioni ai lembi del 10%, indotte dalla curvatura. Volendo conseguire raggi minori di quelli consentiti dai limiti suddetti si dovranno preformare le barre mediante piegatura a freddo.

– strutture ad armatura pre-tesa:

$$\left. \begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{trefoli} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array}$$

Il limite ammissibile indicato per σ_{sp} è il massimo di cui è consentita la presa in conto per valutare gli effetti favorevoli della precompressione.

A causa dell'attrito, le tensioni possono tuttavia superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto là dove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severo. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{spi} .

Ciò può valere, fra l'altro, per la verifica al taglio in assenza del sovraccarico e per il comportamento a fatica degli acciai in prossimità degli ancoraggi.

3.2.8.2. Tensioni dovute ai sovraccarichi

Negli acciai di pre-tensione possono ammettersi, per effetto dei sovraccarichi, incrementi dei limiti massimi di tensione di cui al punto 3.2.8.1. non superiori a $0,06 f_{ptk}$.

Nel caso della precompressione parziale gli incrementi di tensione determinati in corrispondenza dello strato di armatura presollecitata più lontano dall'asse neutro devono rispettare le limitazioni che derivano dalla verifica dell'ampiezza delle fessure e dalla verifica a fatica.

Sotto l'effetto di quei sovraccarichi che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sempre sussistere un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

Nel caso della precompressione parziale la verifica a fatica è obbligatoria.

3.2.9. Calcolo delle armature al taglio

Ferme restando le prescrizioni di cui al punto 3.2.6.1., le armature al taglio dovranno essere proporzionate in ciascuna fase di costruzione e di esercizio al corrispondente valore del taglio, tenendo conto della componente di precompressione nel piano della sezione.

Lo sforzo di precompressione sarà assunto intero o ridotto a 2/3, in modo da individuare la condizione più gravosa.

Nella verifica a taglio delle travi la cui armatura sia ancorata per aderenza non si dovrà tenere conto della precompressione nel tratto terminale compreso fra la testata ed una sezione posta a distanza della testata stessa pari a settanta volte il maggior diametro (effettivo od equivalente) sia per i fili ad aderenza migliorata sia per trecce o trefoli.

In questo tratto, nei riguardi delle sollecitazioni tangenziali e del calcolo delle staffe e delle eventuali armature longitudinali aggiunte, valgono i criteri adottati per le opere in conglomerato cementizio armato normale di cui al punto 3.1.

Qualora in prossimità delle estremità delle travi si abbiano elevati momenti che possano dar luogo a lesioni del conglomerato nella zone di ancoraggio, le lunghezze indicate devono essere adeguatamente maggiorate.

3.2.10. Verifica della fessurazione per flessione

Nel caso di precompressione totale o di precompressione limitata, per le strutture collocate in ambiente aggressivo, zone marine o in presenza di agenti chimici, deve essere effettuata la verifica della sicurezza alla fessurazione.

Il coefficiente convenzionale di sicurezza alla fessurazione è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che induce tensioni di rottura a flessione del conglomerato, e per le strutture inflesse è dato dalla formula:

$$\eta_f = \frac{M_f}{M_e}$$

dove:

M_f momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione per flessione (vedi 2.1.2.);

M_e momento massimo di esercizio.

Il coefficiente convenzionale di sicurezza alla fessurazione non deve essere inferiore ad 1,2.

Nel caso di precompressione parziale si deve sempre effettuare la verifica delle aperture delle fessure secondo quanto indicato al punto 4.2.4.

3.2.11. Verifica a rottura delle sezioni per tensioni normali

Per il calcolo della resistenza delle sezioni si assumono le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione limite del calcestruzzo pari a -0,0035 nel caso di flessione semplice o composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a -0,0020 quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione limite dell'acciaio da precompressione: + 0,010 al di là della decompressione della fibra di conglomerato posta allo stesso livello dell'armatura;
- deformazione limite dell'acciaio ordinario: +0,010.

1) Acciai

Per gli acciai da precompressione e per gli acciai ordinari si assumono diagrammi convenzionali ottenuti da quelli caratteristici effettuando un'affinità, parallelamente alla tangente alla origine, nel rapporto $1/\gamma_s$, con γ_s pari a 1,15.

2) Calcestruzzo

Si prende in considerazione solo la porzione di calcestruzzo compresso. In tal caso la distribuzione delle tensioni è data, di norma, dal diagramma parabola rettangolo rappresentato in figura 2, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa -0,002, l'estremità del segmento ha ascissa -0,0035. L'ordinata massima del diagramma è pari a:

$$0,85 f_{cd} = 0,85 \frac{0,83 R_{ck}}{1,6} = 0,44 R_{ck}$$

In alternativa si può adottare il diagramma rettangolare di ordinata $0,44 R_{ck}$ esteso alla profondità y , contata a partire dal lembo più compresso, così definita:

$$y = 0,8 x \quad \text{nel caso in cui sia } x \leq h$$

$$y = \frac{x - 0,8 h}{x - 0,75 h} \cdot h \quad \text{nel caso in cui sia } x > h$$

essendo x la profondità dell'asse neutro.

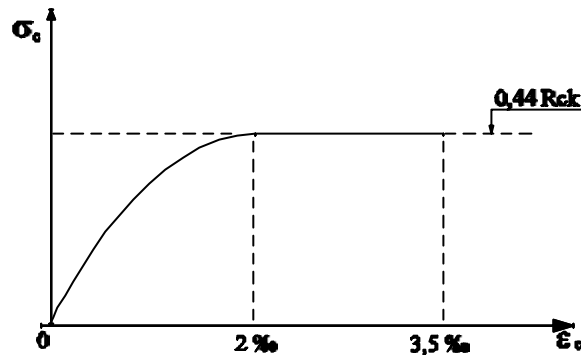


Fig. 2

Nel caso in cui sia $x > h$, la tensione normale di calcolo risulterà pari a $0,35 R_{ck}$.

Il coefficiente di sicurezza a rottura deve risultare non minore di 1,50.

Se le armature di precompressione non sono aderenti al calcestruzzo, si deve tenere conto dello scorrimento relativo acciaio-conglomerato.

... omissis ...

Parte Seconda - ACCIAIO

... omissis ...

3.0.2. Metodo delle tensioni ammissibili

3.0.2.1. Azioni di calcolo

Le azioni agenti sulla struttura verranno raggruppate in due sole combinazioni di carico.

La condizione di carico 1 cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali (compresi eventuali effetti dinamici) ad eccezione degli effetti del vento, del sisma e degli stati coattivi sfavorevoli (temperatura, cedimenti vincoli, ecc.). Si devono includere nella condizione di carico I gli effetti

statici e dinamici del vento (o del sisma) qualora le tensioni da essi provocate siano maggiori di quelle ingenerate dagli altri carichi permanenti e accidentali.

La condizione di carico II cumula nel modo più sfavorevole i carichi permanenti ed accidentali (vento o sisma inclusi).

3.0.2.2. Resistenza di calcolo

Si farà riferimento ai valori ammissibili σ_{adm} e τ_{adm} della resistenza. Tali valori sono specificati nei punti successivi relativamente alla condizione di carico I.

Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II sono da assumersi pari a

$$1,125 \sigma_{adm} \quad \text{e} \quad 1.125 \tau_{adm}$$

3.0.2.3. Verifiche

Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico I e II.

Per ciascun elemento resistente devono valutarsi le azioni corrispondenti alle singole cause di sollecitazione, tenendo conto della maggiorazione per eventuali effetti dinamici. Gli sforzi secondari devono essere presi in considerazione quando particolari esigenze di progetto o di esecuzione richiedano disposizioni costruttive inconsuete.

I criteri di verifica nei confronti della resistenza e stabilità sono indicati ai punti successivi. E' comunque obbligatoria la verifica di cui al punto 3.0.1.3.2. nel caso che eventuali deformazioni impresse diano effetti favorevoli.

3.1. Materiale base

3.1.1. Stati monoassiali

3.1.1.1. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per acciaio laminato

PROSPETTO 3-I

Materiale	$s_{adm}, N/mm^2$ t ≤ 40	$s_{adm}, N/mm^2$ t > 40
Fe 360	160	140
Fe 430	190	170
Fe 510	240	210

t = spessore in mm

3.1.1.2. Tensioni ammissibili a trazione e a compressione per pezzi di acciaio fuso UNI 3158 (dicembre 1977)

Fe G 400: $\sigma_{adm} = 120 N/mm^2$

Fe G 450: $\sigma_{adm} = 150 N/mm^2$

Fe G 520: $\sigma_{adm} = 170 N/mm^2$

3.1.2. Stati pluriassiali

Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti $\sigma_{id} \leq \sigma_{adm}$ essendo nel riferimento generico:

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel riferimento principale:

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

in particolare per $\sigma_1 = 0$ (per esempio nella sollecitazione di flessione accompagnata da taglio):

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel caso di tensione tangenziale pura:

$$\sigma_{id} = \pm\tau\sqrt{3}$$

per cui la tensione tangenziale ammissibile vale:

$$\tau_{adm} = 0,577 \sigma_{adm}$$

3.1.3. Costanti elastiche

Per tutti gli acciai considerati si assumono i seguenti valori delle costanti elastiche:

- modulo di elasticità normale $E = 206000 \text{ N/mm}^2$
- modulo di elasticità tangenziale $G = 78400 \text{ N/mm}^2$

3.2. Unioni con bulloni

Le tensioni ammissibili nei bulloni sono riportate nel prospetto 3-II nel quale σ_b e τ_b rappresentano i valori medi delle tensioni nella sezione.

La tensione di trazione per i bulloni deve essere valutata mettendo in conto anche gli effetti leva e le eventuali flessioni parassite. Ove non si proceda alle valutazioni dell'effetto leva e di eventuali flessioni parassite, le tensioni di trazione σ_b devono essere incrementate del 25%.

PROSPETTO 3-II

Stato di sollecitazione			
trazione σ_b		taglio τ_b	
		combinazione di trazione e taglio $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_b^2 + 2\tau_b^2}$	
pressione sul contorno dei fori σ_{rif}			
tensione ammissibile $\sigma_{b,adm} = \frac{f_{kn}}{1,5} \quad (1)$		tensione ammissibile $\tau_{b,adm} = \frac{f_{kn}}{1,5 \cdot \sqrt{2}} \quad (1)$	
		tensione ammissibile $\sigma_{id,adm} = \frac{f_{kn}}{1,5} \quad (1)$	
		tensione ammissibile $\sigma_{rif,adm} = \frac{a}{d} \sigma_{adm} \leq 2,5 \sigma_{adm}$ del materiale base (2)	
Classe	N/mm ²	Classe	N/mm ²
4.6	160	4.6	113
5.6	200	5.6	141
6.6	240	6.6	170
8.8	373	8.8	264
10.9	467	10.9	330

(1) f_{kn} è da assumersi pari al minore dei due valori $f_{kn} = 0,7 f_t$, $f_{kn} = f_y$ essendo f_t ed f_y le tensioni di rottura e di snervamento secondo la citata UNI 3740.

(2) a e d sono definiti e limitati come al punto 6.2.4.

Ai fini del calcolo della σ_b la sezione resistente è quella della vite; ai fini del calcolo della τ_b la sezione resistente è quella della vite o quella totale del gambo a seconda che il piano di taglio interessi o non interessi la parte filettata.

I bulloni di ogni classe devono essere convenientemente serrati.

3.3. Unioni a taglio con chiodi

La tensione tangenziale ammissibile nei chiodi, quale valore medio della tensione nella sezione, vale:

$$\tau_{b,adm} = 120 \text{ N/mm}^2$$

Di regola i chiodi non devono essere sollecitati a sforzi di trazione. Nei casi in cui ciò non possa essere evitato la tensione ammissibile a trazione dovrà essere contenuta in $\sigma_{b,adm} = 50 \text{ N/mm}^2$.

Nel caso di combinazione di taglio e trazione, si dovrà verificare che risulti:

$$\left[\frac{\tau_b}{\tau_{b,adm}} \right]^2 + \left[\frac{\sigma_b}{\sigma_{b,adm}} \right]^2 \leq 1$$

Per la pressione di rifollamento vale quanto indicato per i bulloni.

3.4. Unioni ad attrito con bulloni

La forza F_f trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$F_f = \frac{1}{v_f} \mu N_b$$

in cui è da porre:

v_f coefficiente di sicurezza contro lo slittamento: da assumersi pari a: 1,25 per la condizione di carico I e per la verifica di cui in 3.0.1.3.3., 1,10 per la condizione di carico II;

μ coefficiente di attrito da assumersi pari a:

0,45 per superfici trattate come indicato al punto 5.10.2.;

0,30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera;

N_b forza di trazione nel gambo della vite.

La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di $2,5 \sigma_{adm}$.

In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione N . In questo caso, sempreché non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmissibile dal bullone per attrito si riduce a:

$$F_{f,red} = F_f \left(1 - \frac{N}{N_b} \right)$$

La forza N nel bullone non può in nessun caso superare il valore $0,8 N_b$.

I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione N_b nel gambo della vite pari a:

$$N_b = 0,8 f_y A_{res}$$

essendo A_{res} l'area della sezione resistente della vite e f_y la tensione di snervamento, su vite, valutate secondo UNI 3740/3^a (ottobre 1982).

3.5. Unioni saldate

3.5.1. Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni normali all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa; agli effetti del calcolo essa avrà lunghezza pari a quella intera della saldatura e larghezza pari al minore dei due spessori collegati, misurato in vicinanza della saldatura per i giunti di testa e allo spessore dell'elemento completamente penetrato nel caso di giunti a T (vedere figura 5).

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (cioè quella del materiale base più il materiale d'apporto).

Per trazioni o compressioni normali all'asse del cordone la tensione nella saldatura non deve superare $0,85 \sigma_{adm}$ per giunti testa a testa di II classe e σ_{adm} per gli altri giunti.

Per sollecitazioni composte deve risultare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \sigma_{\perp} \cdot \sigma_{\parallel} + 3\tau^2} \leq \begin{cases} \sigma_{adm} \text{ (I classe)} \\ 0,85 \sigma_{adm} \text{ (II classe)} \end{cases}$$

dove:

σ_{\perp} è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

σ_{\parallel} è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

τ è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

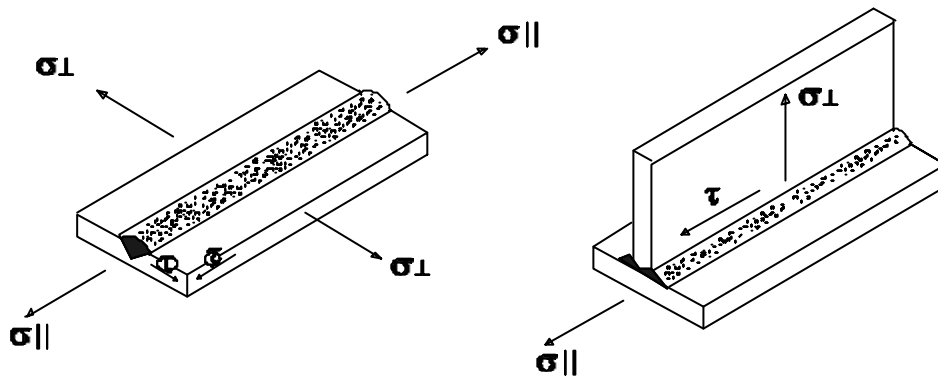


Fig. 5

3.5.2. Giunti a cordoni d'angolo

Si assume come sezione resistente la sezione di gola del cordone, cui si attribuisce larghezza pari all'altezza «a» del triangolo isoscele iscritto nella sezione trasversale del cordone e l'intera lunghezza «l» del cordone stesso, a meno che questo non abbia estremità difettose (fig. 6).

Della tensione totale agente sulla sezione di gola, ribaltata su uno dei piani d'attacco, si considerano le componenti: normale σ_{\perp} (trasversale) o tangenziale τ_{\perp} (trasversale) e τ_{\parallel} (parallela).

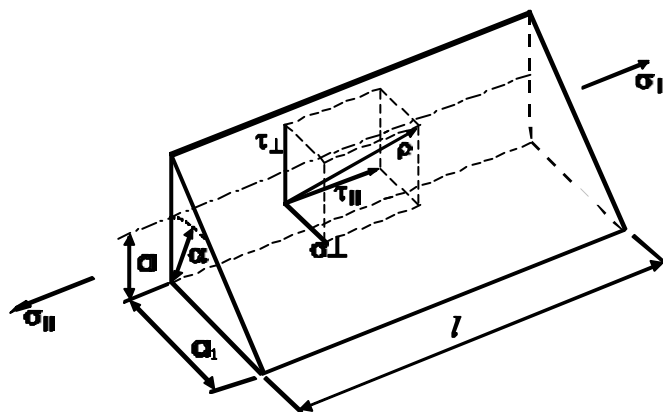


Fig. 6

Per la verifica, i valori assoluti delle predette componenti dovranno soddisfare le limitazioni

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \begin{cases} 0,85 \sigma_{adm} \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,70 \sigma_{adm} \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510} \end{cases}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \begin{cases} \sigma_{adm} \text{ per l'acciaio Fe 360} \\ 0,85 \sigma_{adm} \text{ per l'acciaio Fe 430 ed Fe 510} \end{cases}$$

con ovvie semplificazioni quando due soltanto o una sola delle componenti siano diverse da zero.

Si ritengono non influenti sul dimensionamento eventuali tensioni normali σ_{\parallel} sulla sezione trasversale del cordone (fig. 6).

3.6. Unioni per contatto

È ammesso l'impiego di unioni per contatto nel caso di membrature semplicemente compresse, purché, con adeguata lavorazione meccanica, venga assicurato il combaciamento delle superfici del giunto.

La tensione di compressione deve risultare minore o uguale a σ_{adm} .

In corrispondenza dei giunti ai piani intermedi o delle piastre di base, le colonne degli edifici possono essere collegate per contatto. In ogni caso debbono essere sempre previsti collegamenti chiodati, bullonati o saldati in grado di assicurare una corretta posizione mutua tra le parti da collegare. Le unioni per contatto non debbono distare dagli orizzontamenti di piano più di 1/5 dell'interpiano.

Per le altre membrature compresse, i collegamenti debbono non solo assicurare una corretta posizione delle parti da collegare, ma essere anche dimensionati in modo da poter sopportare il 50% delle azioni di calcolo.

In ogni caso i collegamenti di cui sopra devono essere proporzionati in modo da sopportare ogni eventuale azione di trazione che si determini sovrapponendo agli effetti delle azioni laterali sulla struttura il 75% degli sforzi di compressione dovuti ai soli carichi permanenti.

3.7. Apparecchi di appoggio fissi o scorrevoli

Tutti gli elementi degli apparecchi di appoggio, in particolare le piastre, devono essere proporzionati per gli sforzi, normali, di flessione e taglio, cui sono sottoposti.

Se l'apparecchio di appoggio deve consentire le dilatazioni termiche, nel relativo calcolo si assumerà il coefficiente di dilatazione lineare $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Le parti degli apparecchi di appoggio che trasmettono pressioni localizzate per contatto saranno eseguite con acciaio fuso tipo Fe G 520 UNI 3158 (dicembre 1977) o fucinato, oppure mediante saldatura di elementi laminati di acciaio.

Le pressioni di contatto, calcolate a mezzo delle formule di Hertz, devono risultare:

- per contatto lineare: $\sigma_l \leq 4 \sigma_{adm}$
- per contatto puntuale: $\sigma_p \leq 5,5 \sigma_{adm}$

Nel caso in cui la localizzazione della reazione d'appoggio venga ottenuta mediante piastre piane la pressione media di contatto superficiale deve risultare:

$$\sigma_s \leq 1,35 \sigma_{adm}$$

3.8. Indebolimento delle sezioni

3.8.1. Unioni a taglio con chiodi o con bulloni

Per le verifiche di resistenza il calcolo delle tensioni di trazione si effettua con riferimento all'area netta, detratta cioè l'area dei fori. L'area netta è quella minima corrispondente o alla sezione retta o al profilo spezzato.

La verifica a flessione delle travi sarà effettuata in generale tenendo conto del momento d'inerzia della sezione con la detrazione degli eventuali fori. Il calcolo di norma sarà eseguito deducendo dal momento d'inerzia della sezione lorda il momento d'inerzia delle aree dei fori rispetto all'asse baricentrico della stessa sezione lorda.

Per le verifiche di stabilità di cui al successivo punto 4 e per la determinazione di qualunque parametro dipendente dalla deformabilità, si devono considerare, invece, le sezioni lorde, senza alcuna detrazione dei fori per i collegamenti.

3.8.2. Unioni ad attrito

La detrazione dei fori dalla sezione deve essere effettuata solo se il giunto è sollecitato a trazione.

La verifica della sezione indebolita si effettua per un carico pari al 60% di quello trasmesso per attrito dai bulloni che hanno l'asse nella sezione stessa, oltre al carico totale trasmesso dai bulloni che precedono.

3.8.3. Verifica dei profilati particolari

I profilati tesi ad L o a T collegati su un'ala o a U collegati sull'anima, potranno essere verificati tenendo conto dell'effetto di redistribuzione plastica delle tensioni dovute alla eventuale eccentricità del collegamento. Ciò può essere fatto assumendo come sezione resistente a trazione una adeguata aliquota della sezione trasversale netta.

3.9. Norme particolari per elementi inflessi

Le frecce degli elementi delle strutture edilizie devono essere contenute quanto è necessario perché non derivino danni alle opere complementari in genere ed in particolare alle murature di tamponamento e ai relativi intonaci.

Ai fini del calcolo si assumono le combinazioni rare per gli stati limite di servizio; in tali combinazioni i valori delle azioni della neve e delle pressioni del vento possono essere ridotti al 70%. Indicativamente la freccia v , in rapporto alla luce l , deve rispettare almeno i limiti seguenti:

- per le travi di solai, per il solo sovraccarico, $v/l \leq 1/400$;
- per le travi caricate direttamente da muri o da pilastri o anche, in assenza di provvedimenti cautelativi particolari, da tramezzi, per il carico permanente ed il sovraccarico, $v/l \leq 1/500$;
- per gli arcarecci o gli elementi inflessi dell'orditura minuta delle coperture, per il carico permanente ed il sovraccarico, $v/l \leq 1/200$.

Per gli sbalzi i limiti precedenti possono essere riferiti a una lunghezza l pari a due volte la lunghezza dello sbalzo stesso.

Ove l'entità delle deformazioni lo richieda, dovranno essere previste controfrecce adeguate.

Le frecce teoriche orizzontali degli edifici multipiani alti, dovute all'azione statica del vento, non devono essere maggiori di $1/500$ dell'altezza totale dell'edificio.

Le travi a sostegno di murature di tamponamento in strutture intelaiate possono calcolarsi ammettendo che il muro, comportandosi ad arco, si scarichi in parte direttamente sugli appoggi.

Le travi suddette sono così soggette a flessione, per effetto del carico della parte di muro sottostante all'intradosso dell'arco, ed a trazione, per effetto della spinta dell'arco stesso.

In via di approssimazione si può ritenere che l'arco abbia freccia pari a $1/2$ della luce.

3.10. Fenomeni di fatica

Si deve tenere conto dei fenomeni di fatica per le strutture o gli elementi che si prevedono soggetti nel corso della loro vita ad un numero di cicli di sollecitazione maggiore di 10^4 .

In tale caso la verifica di resistenza deve essere effettuata adottando tensioni ammissibili adeguatamente ridotte; a tale riguardo si possono adottare le prescrizioni indicate dalle CNR 10011/88 «Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione», oppure altri criteri fondati su risultati sperimentali di sicura validità.

4. VERIFICA DI STABILITÀ

4.0. Generalità

Oltre alle verifiche di resistenza previste dal precedente punto 3, che in nessun caso potranno essere omesse, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità.

Le verifiche verranno condotte tenendo conto degli eventuali effetti dinamici, ma senza considerare le riduzioni delle tensioni ammissibili ai fenomeni di fatica.

La determinazione delle tensioni in corrispondenza delle quali possono insorgere eventuali fenomeni di instabilità, sarà condotta o adottando i metodi di calcolo indicati dalle norme CNR 10011/88, oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

4.1. Aste compresse

Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza $l_0 = \beta l$ da sostituire nel calcolo alla lunghezza l dell'asta quale risulta nello schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di flessione considerato.

4.1.1. Coefficiente di vincolo

Nelle condizioni di vincolo elementari, per la flessione nel piano considerato, si assumono i valori seguenti:

$\beta = 1,0$ se i vincoli dell'asta possono assimilarsi a cerniere;

$\beta = 0,7$ se i vincoli possono assimilarsi ad incastrati;

$\beta = 0,8$ se un vincolo è assimilabile all'incastro ed uno alla cerniera;

$\beta = 2,0$ se l'asta è vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto; in tal caso l è la distanza tra la sezione incastrata e quella di applicazione del carico.

4.1.2. Aste di strutture reticolari

Per le aste facenti parti di strutture reticolari si adottano i seguenti criteri:

- aste di corrente di travi reticolari piane. Per valutare la lunghezza d'inflessione nel piano della travatura si pone $\beta = 1$, per la lunghezza d'inflessione nel piano normale a quello della travatura, si assume ancora $\beta = 1$ se esistono alle estremità dell'asta ritegni trasversali adeguatamente rigidi; per ritegni elasticamente cedevoli, si dovrà effettuare una verifica apposita;
- aste di parete. Per la lunghezza d'inflessione nel piano della parete, si assumerà:

$$\beta = \frac{l_{red}}{l}$$

comunque non minore di 0,8, essendo l_{red} la distanza tra i baricentri delle bullonature, delle chiodature o delle saldature di attacco alle estremità.

Se, all'incrocio tra un'asta compressa e una tesa, l'attacco tra le due aste ha una resistenza non minore di 1/5 di quella dell'attacco di estremità dell'asta compressa, il punto di incrocio potrà considerarsi impedito di spostarsi nel piano della parete; in ogni caso però la lunghezza da considerare non dovrà essere minore di $l_0=0,5 l$. Per l'inflessione nel piano normale a quello della parete i coefficienti β vanno determinati mediante metodi di calcolo che tengono conto delle azioni presenti nella coppia di aste. In favore di sicurezza si possono assumere quelli indicati al punto 4.1.1.

4.1.3. Colonne

Per le colonne dei fabbricati, provviste di ritegni trasversali rigidi in corrispondenza dei piani, tali cioè da impedire gli spostamenti orizzontali dei nodi, si assume $\beta = 1$.

Per il tronco più basso la lunghezza l deve essere valutata a partire dalla piastra di appoggio.

L'eventuale presenza di pannelli a tutt'altezza sufficientemente rigidi e robusti potrà essere considerata nella determinazione della lunghezza d'inflessione delle colonne di fabbricati civili ed industriali, qualora si provveda a rendere solidali tra loro i pannelli e le colonne.

4.1.4. Snellezza

Si definisce snellezza di un'asta prismatica in un suo piano principale di inerzia, il rapporto $\lambda = l_0/i$ dove:

l_0 è la lunghezza di inflessione nel piano principale considerato, dipendente, come specificato nel punto 4.1., dalle modalità di vincolo alle estremità dell'asta;

i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale, giacente nello stesso piano principale in cui si valuta l_0 .

La snellezza non deve superare il valore 200 per le membrature principali e 250 per quelle secondarie; in presenza di azioni dinamiche rilevanti i suddetti valori vengono limitati rispettivamente a 150 e a 200.

4.1.5. Verifica

La verifica di sicurezza di un'asta si effettuerà nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa.

Dovrà essere:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \left(\frac{\sigma_c}{f_y} \right)$$

dove:

$\sigma_c = \frac{N_c}{A}$ è la tensione critica corrispondente alla forza N_c , che provoca il collasso elastoplastico per inflessione dell'asta nel piano che si considera;

$\sigma = \frac{N}{A}$ è la tensione assiale di compressione media nella sezione della membratura corrispondente al carico assiale N effettivamente presente.

4.1.6. Coefficiente di maggiorazione della forza assiale

In conformità a quanto disposto al punto 4.1.5., la verifica di sicurezza di un'asta compressa potrà effettuarsi nella ipotesi che la sezione trasversale sia compressa da una forza N maggiorata del coefficiente $\omega = f_y/\sigma_c$.

Dovrà cioè essere:

$$\frac{\omega N}{A} \leq \sigma_{adm}$$

I coefficienti ω , dipendenti dal tipo di sezione oltreché dal tipo di acciaio dell'asta, si desumono da appositi diagrammi o tabellazioni; si possono adottare a tale riguardo le indicazioni della norma CNR 10011/88, oppure altre prescrizioni, fondate su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

4.1.7. Rapporti di larghezza-spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse

Per evitare fenomeni locali d'imbozzamento, dovranno essere opportunamente limitati i rapporti larghezza-spessore degli elementi in parete sottile di aste compresse, in funzione della forma chiusa o aperta della sezione trasversale, della presenza o meno di irrigidimenti lungo i bordi delle pareti e del tipo di acciaio impiegato.

Per le sezioni aperte dotate di pareti sottili con bordi egualmente o diversamente irrigiditi, dovrà essere inoltre controllata l'efficacia degli irrigidimenti in relazione ai rapporti larghezza-spessore adottati.

4.2. Travi inflesse a parete piena

4.2.1. Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse

Quando non si proceda ad un preciso calcolo specifico, le dimensioni delle parti sottili uniformemente compresse devono soddisfare le limitazioni valide per analoghe parti di aste compresse, come indicato al punto 4.1.7.

4.2.2. Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento)

Per la verifica di una trave inflessa deve risultare:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} \frac{\sigma_c}{f_y}$$

essendo:

σ la massima tensione al lembo compresso,

$$\sigma_c = \frac{M_c}{W},$$

con M_c momento massimo calcolato per la condizione critica di carico, tenuto conto del comportamento elastoplastico della sezione e W modulo di resistenza relativo al lembo compresso.

4.3. Aste pressoinflesse

Nel caso di aste soggette ad azioni assiali di compressione N e a momento flettente M , bisognerà tenere conto della riduzione della capacità portante dell'asta a compressione a causa degli effetti flettenti. Tale valutazione sarà fatta mediante formule di interazione basate su metodi di calcolo o sperimentali comprovati.

Se il momento flettente varia lungo l'asta, la verifica potrà effettuarsi introducendo nella formula il momento flettente, costante lungo l'asta, equivalente ai fini della verifica di stabilità

4.4. Archi

Le strutture ad arco devono essere progettate con appropriati metodi analitici o per via sperimentale; in entrambi i casi il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2,5.

4.5. Telai

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature deve essere verificata in conformità a quanto indicato nei punti 4.1., 4.2. e 4.3., tenendo ben presenti le condizioni di vincolo e di sollecitazione.

4.5.1. Telai a nodi fissi

Nei telai in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, sarà assunta pari alla loro altezza.

4.5.2. Telai a nodi spostabili

a) Telai monopiano.

Se la stabilità laterale è affidata unicamente alla rigidità flessionale dei piedritti e dei traversi, rigidamente connessi fra loro, la lunghezza di libera inflessione delle membrature va determinata mediante apposito esame. La lunghezza di libera inflessione dei ritti sarà assunta comunque non minore della loro altezza qualora siano incastrati al piede, e al doppio della loro altezza se incernierati alla base.

b) Telai multipiano.

La stabilità globale deve essere garantita con un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5 intendendo tale coefficiente come rapporto tra i carichi corrispondenti alla predetta instabilità ed i carichi corrispondenti alla condizione I definita in 3.0.2.1.

La stabilità globale può essere saggiata indirettamente controllando che la struttura sia capace di sopportare l'azione delle forze orizzontali pari a 1/80 dei carichi permanenti e sovraccarichi supposte agenti contemporaneamente ai massimi carichi di progetto, vento escluso, per la condizione di carico più sfavorevole.

La freccia orizzontale corrispondente deve essere minore di 1/500 della altezza totale del telaio. Per tale verifica saranno adottate le tensioni ammissibili della condizione di carico II definita in 3.0.2.1.

4.6. Stabilità dell'anima di elementi strutturali a parete piena

4.6.1. Verifica all'imbozzamento

I pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena devono essere verificati all'imbozzamento e, localmente, in corrispondenza di eventuali carichi concentrati applicati fra gli irrigidimenti.

In particolare, nelle verifiche all'imbozzamento, dovrà essere:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_{adm} \frac{\sigma_c}{f_y}$$

dove:

σ_c è la tensione normale critica di confronto corrispondente alla condizione di carico assegnata;

σ_{id} è la tensione normale ideale equivalente valutata con riferimento alla massima tensione normale di compressione e ad una tensione tangenziale media.

Laddove esistano adeguate riserve di resistenza in fase post-critica, si potrà tenerne conto aumentando giustificatamente il valore della tensione normale di confronto σ_c .

4.6.2. Controllo degli irrigidimenti

La verifica di cui al punto 4.6.1. deve essere integrata da un controllo degli irrigidimenti trasversali e longitudinali dell'anima al fine di garantire l'efficienza statica dell'insieme.

Gli irrigidimenti verticali in corrispondenza degli appoggi e dei carichi concentrati in genere devono essere verificati al carico di punta per l'intera azione localizzata.

5. VERIFICHE MEDIANTE PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI

5.1. Prove su strutture o elementi campione

Nel caso che la verifica sia riferita ad esperienze dirette su struttura campione da effettuare sotto il controllo di un Laboratorio Ufficiale, su un adeguato numero di elementi, tale da consentire una convincente elaborazione statistica dei risultati, e nei quali siano fedelmente riprodotte le condizioni di carico e di vincolo, il minimo valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla resistenza sperimentale a rottura non deve essere inferiore a 2, mentre il valore medio del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,3. Detti coefficienti devono essere opportunamente incrementati nel caso di azioni ripetute, a meno che l'effettiva storia di carico non venga riprodotta nelle prove. Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale e locale ovvero rotture senza preavviso, i coefficienti di sicurezza devono essere opportunamente maggiorati.

5.2. Prove su modelli

Per strutture di particolare complessità, le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

... omissis ...

Parte Quinta - TRAVI COMPOSTE "ACCIAIO-CALCESTRUZZO"

... omissis ...

3. NORME DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

3.1. Metodo delle tensioni ammissibili

3.1.1. Tensioni ammissibili

Per la soletta in c.a./c.a.p. e per la struttura metallica le tensioni ammissibili sono quelle stabilite nelle Parti Prima e Seconda delle presenti norme.

Per l'acciaio le tensioni ammissibili relative alla condizione di carico II, di cui al punto successivo, sono da assumersi come indicato nel punto 3.0.2.2. della Parte Seconda pari a 1,125 volte quelle valide per la condizione di carico I.

3.1.2. Combinazione di carico

Vale quanto prescritto nel punto 3.0.2.1. della Parte Seconda delle presenti norme. Si devono includere nella condizione di carico I i cedimenti vincolari e le distorsioni di progetto, eventualmente imposti per realizzare opportuni stati di coazione.

Nel calcolo si terrà conto in particolare di:

- effetti primari e secondari dovuti alla viscosità ed al ritiro del calcestruzzo;
- effetti primari e secondari dovuti alla precompressione ed alle distorsioni imposte in fase di costruzione;
- sequenze delle modalità di costruzione e dell'applicazione dei carichi.

3.1.3. Verifiche

Per la soletta in c.a. valgono le prescrizioni di cui al punto 3 della Parte Prima delle presenti norme, mentre per l'acciaio valgono quelle di cui al punto 3.0.2. della Parte Seconda di dette norme.

... omissis ...