

Decreto Ministeriale 14 febbraio 1992.

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

(G.U. 18.3.1992, n. 65)

Nota: Il presente decreto è stato sostituito dal D.M. 9-1-1996 che, al comma 2 dall'art. 1, riconosce ancora applicabili le norme tecniche del presente decreto per la parte concernente le norme di calcolo e le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili e le relative regole di progettazione e di esecuzione; si riportano quindi solo le parti riguardanti il metodo delle tensioni ammissibili.

Parte I

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio armato normale e precompresso

1. OGGETTO

Formano oggetto delle presenti norme tutte le opere di conglomerato cementizio armato normale e di conglomerato cementizio armato precompresso, eccettuate quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I metodi di verifica ammessi ed i dati sulle azioni da considerare nei calcoli sono quelli contenuti nelle Norme "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" emanate ai sensi dell'art.1 della legge 2 febbraio 1974, n.64.

Nell'ambito di una stessa struttura i calcoli dovranno tutti fondarsi sullo stesso metodo di verifica, salvo le eccezioni previste nelle presenti norme.

Le presenti norme non sono applicabili ai calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri. Tali calcestruzzi possono essere impiegati purché, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, venga garantita una sicurezza non inferiore a quella prevista dalle presenti norme.

2. MATERIALI E PRODOTTI

Nota: è sostituito dal punto 2, parte I, del D.M. 9/1/96.

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 ordinati 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 ± 15 °C per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, e di ± 10 °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 indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R_{ck} , tenuto anche presente quanto disposto nel punto 1 dell'Allegato 2.

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

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:

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

Nella zona 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:

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

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.

Prospetto 6
Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde lisce

Tipo di acciaio		Fe B 22 K	Fe B 32 K
$\bar{\sigma}_s$	N/mm ²	115	155
	[kgf/cm ²]	[1.200]	[1.600]

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.

Prospetto 7
Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata

Tipo di acciaio		Fe B 38 K	Fe B 44 K
$\bar{\sigma}_s$	N/mm ²	215	255
	[kgf/cm ²]	[2.200]	[2.600]

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.

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

con un massimo di 255 N/mm² [2.600 kgf/cm²].

Per reti con fili lisci il superamento del tasso ammissibile di 215 N/mm² [2.200 kgf/cm²] è consentito per fili elementari aventi diametro $\emptyset \leq 8$ mm e 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. PILASTRI.

Se la posizione del centro di sollecitazione nei pilastri 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 [1.200 kgf/cm²] per barre lisce e di 175 N/mm² [1.800 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. PILASTRI 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 e 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 PILASTRI.

I fenomeni di instabilità devono essere presi in considerazione per snellezze

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

maggiori di 50, essendo l_0 la lunghezza libera di inflessione ed i il corrispondente raggio d'inerzia.

I pilastri 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 λ	Coefficiente di amplificazione ω
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 eseguita tenendo conto dello sforzo normale $N \omega$, con ω valutato per la massima snellezza, o del momento flettente $M^* = c M$, con M momento effettivo massimo; allo sforzo normale $N \omega$ 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

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

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 tener 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 tener 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} :

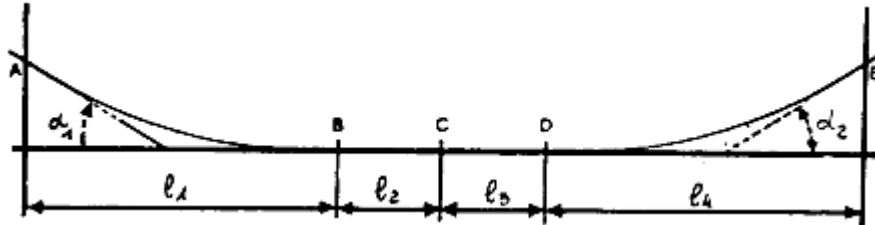
$$\sigma_{pB} = \sigma_{pA} [1 - f(\alpha_1 + \beta l_1)]$$

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

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

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

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.



3.2.3. INTERDIPENDENZA FRA RITIRO, VISCOSITÀ E RILASSAMENTO.

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

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

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 $\Delta\sigma_{rco}$ 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 [1.800 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/mm^2 [2.200 kgf/cm^2]. Nelle travi ad armature pre-tese 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 tener 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, 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.

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.

3.2.8.1. Tensioni ammissibili.

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

strutture ad armatura post-tesa:

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

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

strutture ad armatura pre-tesa:

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

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 tener 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 zona 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:

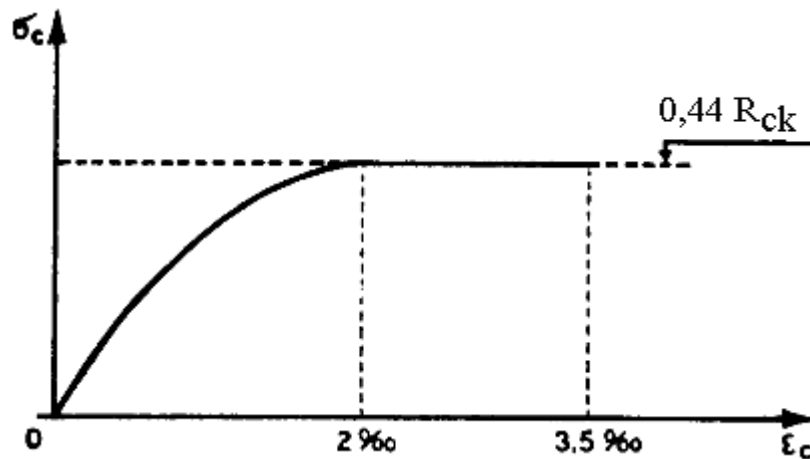
$$0,85 f_{cd} = 0,85 \frac{0,83 R_{ck}}{1,6} = 0,44 R_{ck}$$

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:

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

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

essendo x la profondità dell'asse neutro.



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 tener conto dello scorrimento relativo acciaio-conglomerato.

4. NORME DI CALCOLO: METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE

Nota: questa parte è stata superata dal punto 4, parte I, del D.M. 9/1/96.

5. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE

5.1. Peso proprio del conglomerato.

Il peso proprio del conglomerato armato, quando il valor effettivo non risulti da determinazione diretta, deve essere assunto pari a 25 kN/m^3 [2500 kgf/m^3].

5.2. Valori massimi e minimi di R_{ck} .

5.2.1. STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE.

Per strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerati con:

$$R_{ck} < 15 \text{ N/mm}^2 \quad [R_{ck} < 150 \text{ kgf/cm}^2]$$

Nei calcoli statici non potrà essere presa in conto una resistenza caratteristica superiore a 50 N/mm^2 [500 kgf/cm^2].

Per $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ [$R_{ck} \geq 400 \text{ kgf/cm}^2$] si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego, e calcolazioni accurate delle strutture.

5.2.2. STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO.

Non possono essere utilizzati conglomerati con:

$$R_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$$

Nei calcoli statici non può essere considerata una $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$. Per $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso di impiego e calcolazioni accurate delle strutture.

5.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale.

5.3.1. ARMATURA LONGITUDINALE.

Nelle strutture inflesse in elevazione la percentuale di armatura longitudinale, nella zona tesa, riferita all'area totale della sezione di conglomerato, non deve scendere sotto lo 0,15 per barre ad aderenza migliorata e sotto lo 0,25 per barre lisce. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

In presenza di torsione si dovrà disporre almeno una barra longitudinale per spigolo e comunque l'interasse fra le barre medesime non dovrà superare 35 cm.

Alle estremità delle travi deve essere disposta una armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, con le tensioni ammissibili di cui ai punti 3.1.5. e 3.1.6., uno sforzo di trazione uguale al taglio.

5.3.2. STAFFE.

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a $0,10 \beta^* \text{ cm}^2/\text{m}$, essendo β^* la larghezza corrispondente a $\tau = \tau_{c0}$ con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non dovrà superare il valore $12 \varnothing_l$, essendo \varnothing_l il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di torsione dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a $0,15 b \text{ cm}^2$ per staffe ad aderenza migliorata e $0,25 b \text{ cm}^2$ per staffe lisce, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri. Inoltre il passo delle staffe non dovrà superare 1/8 della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente e comunque 20 cm.

Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

5.3.3. ANCORAGGIO DELLE BARRE.

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza. Con le stesse modalità si dovrà inoltre verificare che l'ancoraggio sia garantito al di là della sezione a partire dalla quale esse non vengono più prese in conto, con riferimento alla tensione effettiva ivi agente.

I valori di $\bar{\tau}_b$ indicati al punto 3.1.4. si applicano a barre ancorate in zona di conglomerato compatto utilmente compressa ai fini dell'ancoraggio (barre ancorate nella metà inferiore della trave o a non meno di 30 cm dalla superficie superiore del getto o da una ripresa ed allontanate dal lembo teso, oppure barre inclinate non meno di 45° sulle traiettorie di compressione). Altrimenti si dovranno considerare congrue riduzioni (fino al 50% dei valori indicati).

Criterio analogo per la verifica dell'ancoraggio delle barre si applica per il calcolo agli stati limite, considerando una resistenza di aderenza pari a:

per barre lisce

$$f_{bd} = \frac{0,32}{\gamma_c} \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \left[f_{bd} = \frac{1,02}{\gamma_c} \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \right]$$

per barre ad aderenza migliorata

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Le barre tonde lisce devono essere ancorate con uncini salvo che per barre sicuramente compresse. Gli uncini devono essere semicircolari con diametro interno non inferiore a 5 diametri e prolungati oltre il semicerchio di non meno di 3 diametri.

Agli effetti dell'aderenza gli uncini così eseguiti possono essere assunti come equivalenti a 20 diametri.

Nelle barre ad aderenza migliorata è ammessa la omissione degli uncini, ma l'ancoraggio deve essere in ogni caso pari a 20 diametri con un minimo di 15 cm. Comunque, se presenti, gli uncini dovranno avere diametro interno pari ad almeno a 6 diametri e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra.

Particolari cautele devono essere adottate ove si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

5.3.4. PILASTRI.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva. Quest'ultima limitazione sale al 10% della sezione effettiva nei tratti di giunzione per ricoprimento. In ogni caso il numero minimo di barre longitudinali è quattro per i pilastri a sezione rettangolare o quadrata e sei per quelli a sezione circolare.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Per pilastri prefabbricati in stabilimento i diametri minimi delle barre longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

Per strutture in c.a. intese come setti e pareti, di importanza corrente, sottoposte prevalentemente a sforzo assiale, quando la compressione media risulti non superiore al limite seguente:

$$\sigma_{(media)} \leq 0,42 [1 - 0,03 (25 - s)] \bar{\sigma}_c$$

essendo $\bar{\sigma}_c$ definita al punto 3.1.3. ed s lo spessore della parete espresso in cm, si potranno adottare per le armature, da disporre presso entrambe le facce, le seguenti limitazioni dimensionali in deroga alle precedenti:

a) diametro minimo delle barre longitudinali = 8 mm

interasse massimo \leq 30 cm;

b) diametro minimo delle barre trasversali = 5 mm

interasse massimo \leq $\begin{cases} 20 \varnothing \text{ longitudinale} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$

c) elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni m^2 di parete.

5.3.5. ARMATURE DI RIPARTIZIONE DELLE SOLETTE.

Nelle solette non calcolate come piastre, oltre all'armatura principale deve essere adottata un'armatura secondaria di ripartizione disposta ortogonalmente.

In ogni caso l'armatura di ripartizione non deve essere inferiore al 20% di quella principale necessaria.

5.4. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso.

5.4.1. ARMATURA LONGITUDINALE ORDINARIA.

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura sussidiaria longitudinale non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

In presenza di torsione vale la prescrizione di cui al penultimo comma del punto 5.3.1.

Nel caso della precompressione parziale, le barre longitudinali di armatura ordinaria, del tipo ad aderenza migliorata, devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata in modo da risultare più distanti dall'asse neutro e quindi più esterne, rispetto alle armature ad alto limite elastico, utilizzate per imprimere lo stato di coazione artificiale.

5.4.2. STAFFE.

Dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a $0,15 b \text{ cm}^2$ per staffe ad aderenza migliorata e $0,25 b \text{ cm}^2$ per staffe lisce, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio vale la prescrizione di cui al secondo comma del punto 5.3.2.

In presenza di torsione vale la prescrizione di cui al terzo comma del punto 5.3.2.

Le staffe debbono essere collegate da armature longitudinali.

5.5. Nervature con soletta collaborante.

Nel calcolo di nervature solidali con solette, salvo più accurata determinazione, si può ammettere, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, come collaborante con la nervatura, da ciascun lato, una striscia di soletta di larghezza pari alla maggiore fra le dimensioni seguenti:

un decimo della luce della nervatura;

cinque volte lo spessore della soletta più una volta la lunghezza dell'eventuale raccordo della soletta.

In nessun caso la larghezza di soletta collaborante da ciascun lato può superare la distanza fra la sezione in esame e quella in cui ha termine la soletta, né la metà della luce fra le nervature.

Per luci di qualche importanza o comunque superiori a 5 m, o in presenza di rilevanti carichi concentrati, sono da prevedere adeguati dispositivi di ripartizione.

6. NORME DI ESECUZIONE

Nota: è sostituito dal punto 6, parte I, del D.M. 9/1/96.

7. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Nota: è sostituito dal punto 7, parte I, del D.M. 9/1/96.

8. COLLAUDO STATICO

Nota: è sostituito dal punto 3, parte I, del D.M. 9/1/96.

Parte II

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in acciaio

Nota: di questa parte sono ancora in vigore solo i punti di seguito riportati

3. NORME DI CALCOLO: VERIFICA D RESISTENZA

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 I cumula nel modo più favorevole 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 (sisma o vento 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

$$1,125 \sigma_{adm} \qquad 1,125 \tau_{adm}$$

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. È 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	σ_{adm} [N/mm ²] $t \leq 40$	σ_{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 compressione per pezzi di acciaio fuso UNI 3158 (dicembre 1977).*

Fe G 400	$\sigma_{adm} = 120 \text{ N/mm}^2$
Fe G 450	$\sigma_{adm} = 150 \text{ N/mm}^2$
Fe G 520	$\sigma_{adm} = 170 \text{ N/mm}^2$

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 $G = 78400 \text{ N/mm}^2$

Nota: inserire qui tutto il resto del punto 3, che per ora manca (AG). Anche nel punto 4 vi è qualche riferimento al metodo delle tensioni ammissibili.