

**NORMA
EUROPEA**

Eurocodice 2
Progettazione delle strutture di calcestruzzo
Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-1

NOVEMBRE 2005

Eurocode 2
Design of concrete structures
Part 1-1: General rules and rules for buildings

Corretta il
27 marzo 2008

La norma fornisce i criteri generali per la progettazione delle strutture di calcestruzzo non armato, armato e precompresso di edifici e opere di ingegneria civile, stabilisce i requisiti per la sicurezza, l'esercizio e la durabilità di tali strutture e si basa sul concetto di stato limite, congiuntamente al metodo dei coefficienti parziali.

TESTO ITALIANO

La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1992-1-1 (edizione dicembre 2004) e tiene conto delle correzioni introdotte il 6 aprile 2006 e dell'errata corregge del gennaio 2008 (AC:2008).

La presente norma sostituisce la UNI ENV 1992-1-1:1993, la UNI ENV 1992-1-3:1995, la UNI ENV 1992-1-4:1995, la UNI ENV 1992-1-5:1995 e la UNI ENV 1992-1-6:1995 e la UNI ENV 1992-3:2000.

ICS 91.010.30

UNI
Ente Nazionale Italiano
di Unificazione
Via Battistotti Sassi, 11B
20133 Milano, Italia

© UNI
Riproduzione vietata. Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta o diffusa con un mezzo qualsiasi, fotocopie, microfilm o altro, senza il consenso scritto dell'UNI.

www.uni.com



PREMESSA NAZIONALE

La presente norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1992-1-1 (edizione dicembre 2004 con correzioni del 6 aprile 2006 + errata corrige AC:2008), che assume così lo status di norma nazionale italiana.

La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI

Ingegneria strutturale

La presente norma è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del corpo normativo nazionale il 24 novembre 2005.

Le norme UNI sono elaborate cercando di tenere conto dei punti di vista di tutte le parti interessate e di conciliare ogni aspetto conflittuale, per rappresentare il reale stato dell'arte della materia ed il necessario grado di consenso.

Chiunque ritenesse, a seguito dell'applicazione di questa norma, di poter fornire suggerimenti per un suo miglioramento o per un suo adeguamento ad uno stato dell'arte in evoluzione è pregato di inviare i propri contributi all'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, che li terrà in considerazione per l'eventuale revisione della norma stessa.

Le norme UNI sono revisionate, quando necessario, con la pubblicazione di nuove edizioni o di aggiornamenti.

È importante pertanto che gli utilizzatori delle stesse si accertino di essere in possesso dell'ultima edizione e degli eventuali aggiornamenti.

Si invitano inoltre gli utilizzatori a verificare l'esistenza di norme UNI corrispondenti alle norme EN o ISO ove citate nei riferimenti normativi.

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1992-1-1

December 2004

ICS 91.010.30; 91.080.40

Supersedes
ENV 1992-1-1:1991,
ENV 1992-1-3:1994,
ENV 1992-1-4:1994,
ENV 1992-1-5:1994,
ENV 1992-1-6:1994,
ENV 1992-3:1998

English version

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings

Eurocode 2: Calcul des structures en béton -
Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-
und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine
Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

This European Standard was approved by CEN on 16 April 2004.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the Central Secretariat or to any CEN member.

This European Standard exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Central Secretariat has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels

© 2004 CEN

All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide
for CEN national Members.

Ref. No. EN 1992-1-1:2004: E

INDICE

	PREMESSA	1
SEZIONE 1	GENERALITÀ	5
1.1	Scopo e campo di applicazione	5
1.1.1	Scopo e campo di applicazione dell'Eurocodice 2	5
1.1.2	Scopo e campo di applicazione della Parte 1-1 dell'Eurocodice 2	5
1.2	Riferimenti normativi	6
1.2.1	Norme di riferimento generali	6
1.2.2	Altre norme di riferimento	6
1.3	Ipotesi	6
1.4	Distinzione tra principi e regole di applicazione	7
1.5	Termini e definizioni	7
1.5.1	Generalità	7
1.5.2	Termini e definizioni aggiuntivi utilizzati nella presente norma	7
1.5.2.1	Strutture prefabbricate	7
1.5.2.2	Elementi di calcestruzzo non armato o debolmente armato	7
1.5.2.3	Armature di precompressione non aderenti o esterne	7
1.5.2.4	Precompressione	7
1.6	Simboli	7
SEZIONE 2	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	11
2.1	Requisiti	11
2.1.1	Requisiti di base	11
2.1.2	Gestione dell'affidabilità	11
2.1.3	Vita utile di progetto, durabilità e gestione per la qualità	11
2.2	Principi della progettazione agli stati limite	11
2.3	Variabili di base	11
2.3.1	Azioni e influenze ambientali	11
2.3.1.1	Generalità	11
2.3.1.2	Effetti termici	12
2.3.1.3	Cedimenti/movimenti differenziali	12
2.3.1.4	Precompressione	12
2.3.2	Proprietà di materiali e prodotti	13
2.3.2.1	Generalità	13
2.3.2.2	Ritiro e viscosità	13
2.3.3	Deformazioni del calcestruzzo	13
2.3.4	Dati geometrici	13
2.3.4.1	Generalità	13
2.3.4.2	Requisiti supplementari per pali gettati in opera	13
2.4	Verifica con il metodo dei coefficienti parziali	14
2.4.1	Generalità	14
2.4.2	Valori di progetto	14
2.4.2.1	Coefficiente parziale per l'azione del ritiro	14
2.4.2.2	Coefficiente parziale per la precompressione	14
2.4.2.3	Coefficienti parziali per carichi di fatica	14
2.4.2.4	Coefficienti parziali per i materiali	14
prospetto 2.1N	Coefficienti parziali dei materiali per gli stati limite ultimi	15
2.4.2.5	Coefficienti parziali per i materiali in fondazione	15
2.4.3	Combinazioni di azioni	15
2.4.4	Verifica dell'equilibrio statico - EQU	15
2.5	Progettazione assistita da prove	15
2.6	Requisiti supplementari per le fondazioni	16
2.7	Prescrizioni per gli attacchi	16

SEZIONE 3	MATERIALI	16
3.1	Calcestruzzo	16
3.1.1	Generalità	16
3.1.2	Resistenza	16
3.1.3	Deformazione elastica	18
prospetto 3.1	Caratteristiche di resistenza e di deformazione del calcestruzzo	19
3.1.4	Viscosità e ritiro	20
figura 3.1	Metodo per determinare il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ di calcestruzzi in condizioni ambientali normali	21
prospetto 3.2	Valori nominali del ritiro (in ‰) per essiccamento non contrastato $\varepsilon_{cd,0}$ del calcestruzzo con cemento CEM classe N	22
prospetto 3.3	Valori di k_h nell'espressione (3.9)	23
3.1.5	Relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale non lineare	23
figura 3.2	Rappresentazione schematica della relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale (l'utilizzo di $0,4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è approssimato)	24
3.1.6	Resistenze di progetto a compressione e a trazione	24
3.1.7	Relazioni tensioni-deformazioni per la progettazione delle sezioni trasversali	24
figura 3.3	Diagramma parabola-rettangolo per calcestruzzo compresso	25
figura 3.4	Relazione bilineare tensioni-deformazioni	25
figura 3.5	Distribuzione rettangolare di tensioni	26
3.1.8	Resistenza a trazione per flessione	26
3.1.9	Calcestruzzo confinato	26
figura 3.6	Relazione tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato	27
3.2	Acciai per armature ordinarie	27
3.2.1	Generalità	27
3.2.2	Proprietà	27
3.2.3	Resistenza	28
3.2.4	Caratteristiche di duttilità	28
figura 3.7	Diagrammi tensioni-deformazioni di tipici acciai per armatura ordinaria (valori assoluti per tensioni e deformazioni)	29
3.2.2.3	Saldature	29
prospetto 3.4	Procedimenti di saldatura ammessi ed esempi applicativi	29
3.2.6	Fatica	30
3.2.7	Ipotesi di progetto	30
figura 3.8	Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati e di progetto per acciai da armature ordinarie (tese e compresse)	30
3.3	Acciai da precompressione	31
3.3.1	Generalità	31
3.3.2	Proprietà	31
3.3.3	Resistenza	33
figura 3.9	Diagramma tensioni-deformazioni per acciai tipici da precompressione (la tensione di trazione e la deformazione sono assunte in valore assoluto)	33
3.3.4	Caratteristiche di duttilità	33
3.3.5	Fatica	33
3.3.6	Ipotesi di progetto	34
figura 3.10	Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzato e di progetto per acciai da precompressione (le tensioni di trazione e le deformazioni sono assunte in valore assoluto)	34
3.3.7	Armature da precompressione in guaine	34
3.4	Dispositivi di precompressione	35
3.4.1	Ancoraggi e accoppiatori	35
3.4.1.1	Generalità	35
3.4.1.2	Proprietà meccaniche	35
3.4.1.2.1	Armature ancorate	35
3.4.1.2.2	Dispositivi di ancoraggio e zone di ancoraggio	35
3.4.2	Armature esterne non aderenti	35

3.4.2.1	Generalità	35
3.4.2.2	Ancoraggi	35
SEZIONE 4		
4.1	Generalità	36
4.2	Condizioni ambientali	36
prospetto 4.1	Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1	37
4.3	Requisiti di durabilità	38
4.4	Metodi di verifica	38
4.4.1	Copriferro	38
4.4.1.1	Generalità	38
4.4.1.2	Copriferro minimo, c_{min}	38
prospetto 4.2	Copriferro minimo, $c_{min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza	39
prospetto 4.3N	Classificazione strutturale raccomandata	39
prospetto 4.4N	Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080	40
prospetto 4.5N	Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione	40
4.4.1.3	Margine di progetto per gli scostamenti	41
SEZIONE 5		
5.1	Generalità	42
5.1.1	Requisiti generali	42
5.1.2	Requisiti particolari per le fondazioni	42
5.1.3	Casi di carico e combinazioni	43
5.1.4	Effetti del secondo ordine	43
5.2	Imperfezioni geometriche	43
figura 5.1	Esempi dell'effetto delle imperfezioni geometriche	45
5.3	Idealizzazione della struttura	46
5.3.1	Modelli strutturali per l'analisi globale	46
5.3.2	Dati geometrici	46
5.3.2.1	Larghezza efficace delle ali (per tutti gli stati limite)	46
figura 5.2	Definizione di l_0 , per il calcolo della larghezza efficace dell'ala	46
figura 5.3	Parametri per la larghezza efficace dell'ala	47
5.3.2.2	Luce efficace di travi e solette in edifici	47
figura 5.4	Luce efficace (l_{eff}) per diverse condizioni di appoggio	48
5.4	Analisi elastica lineare	49
5.5	Analisi elastica lineare con ridistribuzione limitata	49
5.6	Analisi plastica	50
5.6.1	Generalità	50
5.6.2	Analisi plastica per travi, telai e piastre	50
5.6.3	Capacità di rotazione	51
figura 5.5	Rotazione plastica θ_s di sezioni di calcestruzzo armato per travi continue e solette continue portanti in una sola direzione	51
figura 5.6N	Rotazione plastica ammissibile $\theta_{pl,q}$ di sezioni di calcestruzzo armato per armature di Classi B e C. I valori si applicano per una snellezza a taglio $\lambda = 3,0$	52
5.6.4	Analisi con modelli tirante-puntone	52
5.7	Analisi non lineare	52
5.8	Effetti del secondo ordine in presenza di carico assiale	53
5.8.1	Definizioni	53
5.8.2	Generalità	53
5.8.3	Criteri semplificati per effetti del secondo ordine	54
5.8.3.1	Criterio della snellezza per elementi isolati	54
5.8.3.2	Snellezza e lunghezza libera d'inflessione di elementi isolati	54
figura 5.7	Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati	55

5.8.3.3		Effetti globali del secondo ordine in edifici	56
5.8.4		Viscosità	57
5.8.5		Metodi di analisi	57
5.8.6		Metodo generale	58
5.8.7		Metodo basato sulla rigidezza nominale	58
5.8.7.1		Generalità	58
5.8.7.2		Rigidezza nominale	58
5.8.7.3		Coefficiente di amplificazione del momento	60
5.8.8		Metodo basato sulla curvatura nominale	60
5.8.8.1		Generalità	60
5.8.8.2		Momenti flettenti	61
5.8.8.3		Curvatura	61
5.8.9		Flessione deviata	62
	figura 5.8	Definizione delle eccentricità e_y ed e_z	63
5.9		Instabilità laterale di travi snelle	63
5.10		Elementi e strutture precomprese	64
5.10.1		Generalità	64
5.10.2		Forza di precompressione durante la messa in tensione	65
5.10.2.1		Forza di precompressione massima	65
5.10.2.2		Limitazione della tensione nel calcestruzzo	65
5.10.2.3		Misurazioni	66
5.10.3		Forza di precompressione	66
5.10.4		Perdite immediate nella precompressione con armature pre-tese	66
5.10.5		Perdite immediate di precompressione per post-tensione	67
5.10.5.1		Perdite dovute a deformazione istantanea del calcestruzzo	67
5.10.5.2		Perdite dovute ad attrito	67
	prospetto 5.1	Coefficienti di attrito μ di armature post-tese in cavi interni e armature non aderenti in cavi esterni	68
5.10.5.3		Perdite all'ancoraggio	68
5.10.6		Perdite di precompressione nella pre- e post-tensione dipendenti dal tempo	68
5.10.7		Messa in conto della precompressione nell'analisi	69
5.10.8		Effetti della precompressione allo stato limite ultimo	69
5.10.9		Effetti della precompressione allo stato limite di esercizio e allo stato limite di fatica	70
5.11		Analisi per alcuni particolari elementi strutturali	70
SEZIONE 6		STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	70
6.1		Flessione con o senza forza assiale	70
	figura 6.1	Possibili distribuzioni di deformazioni allo stato limite ultimo	71
6.2		Taglio	71
6.2.1		Procedimento generale di verifica	71
	figura 6.2	Componente trasversale per elementi con correnti inclinati	72
6.2.2		Elementi che non richiedono armature a taglio	72
	figura 6.3	Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)	73
	figura 6.4	Carichi in prossimità di appoggi	74
6.2.3		Elementi che richiedono armatura a taglio	75
	figura 6.5	Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio	75
	figura 6.6	Armatura a taglio in travi tozze con puntoni di trasmissione diretta	78
6.2.4		Azione tagliante tra anima e piattabande	78
	figura 6.7	Notazioni per il collegamento tra piattabanda e anima	78
6.2.5		Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi	79
	figura 6.8	Esempi di interfacce	80
	figura 6.9	Giunto di costruzione dentato	80
	figura 6.10	Diagramma di taglio che mostra l'armatura necessaria nell'interfaccia	81
6.3		Torsione	81
6.3.1		Generalità	81

6.3.2		Procedimento di calcolo	82
	figura 6.11	Notazioni e definizioni utilizzate nella Sezione 6.3.....	83
6.3.3		Torsione di ingobbamento	84
6.4		Punzonamento	84
6.4.1		Generalità	84
	figura 6.12	Modello di verifica a punzonamento allo stato limite ultimo	85
6.4.2		Distribuzione del carico e perimetro di verifica di base	86
	figura 6.13	Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate	86
	figura 6.14	Perimetro di verifica in prossimità di un'apertura.....	86
	figura 6.15	Perimetro di verifica di base per aree caricate in prossimità di bordi o di angoli	87
	figura 6.16	Altezza della sezione di verifica in una fondazione di spessore variabile	87
	figura 6.17	Piastra con capitello allargato dove $l_H < 2,0 h_H$	88
	figura 6.18	Piastra con capitello in cui $l_H > 2(d + h_H)$	89
6.4.3		Calcolo del taglio-punzonamento.....	89
	prospetto 6.1	Valori di k per aree caricate rettangolari.....	90
	figura 6.19	Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno	90
	figura 6.20	Perimetro di verifica equivalente u_1	91
	figura 6.21N	Valori di β raccomandati	92
6.4.4		Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio	93
6.4.5		Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armature a taglio	94
	figura 6.22	Perimetri di verifica per pilastri interni.....	95
6.5		Progetto con modelli tirante-puntone	95
6.5.1		Generalità	95
6.5.2		Puntoni	95
	figura 6.23	Resistenza di progetto di puntoni compressi in assenza di tensioni trasversali di trazione	95
	figura 6.24	Resistenza di progetto di puntoni di calcestruzzo con tensioni trasversali di trazione	96
6.5.3		Tiranti	96
	figura 6.25	Parametri per la determinazione degli sforzi di trazione in un campo di sforzi di compressione in presenza di armature ripartite	97
6.5.4		Nodi	97
	figura 6.26	Nodo compresso senza tiranti.....	98
	figura 6.27	Nodo compresso teso con armatura disposta in una direzione.....	98
	figura 6.28	Nodo compresso-teso con armature disposte in due direzioni	99
6.6		Ancoraggi e sovrapposizioni.....	99
6.7		Pressioni localizzate	100
	figura 6.29	Distribuzione di progetto nel caso di pressioni localizzate	100
6.8		Fatica	101
6.8.1		Condizioni di verifica.....	101
6.8.2		Forze interne e tensioni nelle verifiche a fatica	101
	prospetto 6.2	Rapporto della resistenza di aderenza, ξ , fra armature di precompressione e armature ordinarie	101
6.8.3		Combinazione di azioni	102
6.8.4		Procedimento di verifica per le armature ordinarie e per quelle da precompressione....	102
	figura 6.30	Forma della curva caratteristica della resistenza a fatica (curve S-N per acciaio ordinario e da precompressione)	102
	prospetto 6.3N	Parametri per le curve S-N relative agli acciai ordinari.....	103
	prospetto 6.4N	Parametri per le curve S-N relative agli acciai da precompressione	103
6.8.5		Verifica a fatica con il metodo dell'intervallo equivalente di danno.....	104
6.8.6		Altre verifiche	104
6.8.7		Verifica a fatica del calcestruzzo in condizioni di compressione o taglio	105
SEZIONE 7		STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLS)	106
7.1		Generalità.....	106

7.2		Limitazione delle tensioni	106
7.3		Verifica della fessurazione	107
7.3.1		Considerazioni generali	107
	prospetto 7.1N	Valori raccomandati di w_{\max} (mm)	107
7.3.2		Aree minime di armatura	108
	figura 7.1	Area tesa efficace (casi tipici)	110
7.3.3		Verifica della fessurazione senza calcolo diretto	111
	prospetto 7.2N	Diametri massimi delle barre ϕ_s^* per il controllo della fessurazione	111
	prospetto 7.3N	Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione	111
7.3.4		Calcolo dell'ampiezza delle fessure	112
	figura 7.2	Ampiezza delle fessure, w_i in corrispondenza della superficie del calcestruzzo in funzione della distanza dalle barre	113
7.4		Controllo dell'inflessione	115
7.4.1		Considerazioni generali	115
7.4.2		Casi in cui il calcolo può essere omissso	115
	prospetto 7.4N	Valori base dei rapporti luce/altezza utile per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale	117
7.4.3		Verifica dell'inflessione mediante calcolo	117
SEZIONE 8		DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ARMATURA ORDINARIA E DI PRECOMPRESSIONE - GENERALITÀ	119
8.1		Generalità	119
8.2		Distanza tra le barre	119
8.3		Diametri ammissibili dei mandrini per barre piegate	119
	prospetto 8.1N	Diametro minimo del mandrino per evitare danni all'armatura	119
8.4		Ancoraggio dell'armatura longitudinale	120
8.4.1		Generalità	120
	figura 8.1	Metodi di ancoraggio diversi dalla barra dritta	121
8.4.2		Tensione ultima di aderenza	121
	figura 8.2	Descrizione delle condizioni di aderenza	122
8.4.3		Lunghezza di ancoraggio di base	122
8.4.4		Lunghezza di ancoraggio di progetto	122
	figura 8.3	Valori di c_d per travi e piastre	123
	prospetto 8.2	Valori dei coefficienti α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5	124
	figura 8.4	Valori di K per travi e piastre	124
8.5		Ancoraggi di staffe e di armature per il taglio	124
	figura 8.5	Ancoraggio di staffe	125
8.6		Ancoraggio mediante barre saldate	125
	figura 8.6	Ancoraggio mediante barra trasversale saldata	125
8.7		Sovrapposizioni e dispositivi meccanici di giunzione	126
8.7.1		Generalità	126
8.7.2		Sovrapposizioni	126
	figura 8.7	Sovrapposizioni adiacenti	127
8.7.3		Lunghezza di sovrapposizione	127
	prospetto 8.3	Valori del coefficiente α_6	128
	figura 8.8	Percentuale di barre sovrapposte nella singola sezione di sovrapposizione	128
8.7.4		Armatura trasversale nella zona di sovrapposizione	128
8.7.4.1		Armatura trasversale per barre in trazione	128
8.7.4.2		Armatura trasversale per barre permanentemente in compressione	129
	figura 8.9	Armatura trasversale in giunzioni per sovrapposizione	129
8.7.5		Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad aderenza migliorata	129
8.7.5.1		Sovrapposizioni delle armature principali	129
	figura 8.10	Sovrapposizione di reti elettrosaldate	130
8.7.5.2		Sovrapposizioni di armatura secondaria o di distribuzione	130

prospetto	8.4	Lunghezze di sovrapposizione richieste per fili secondari di reti	131
8.8		Prescrizioni aggiuntive per barre di grande diametro	131
figura	8.11	Armatura addizionale in zona di ancoraggio per barre longitudinali di grande diametro in assenza di compressione trasversale	132
8.9		Barre in gruppi	132
8.9.1		Generalità	132
8.9.2		Ancoraggio di gruppi di barre	133
figura	8.12	Ancoraggio di barre molto sfalsate in un gruppo	133
8.9.3		Sovrapposizione di gruppi di barre	133
figura	8.13	Giunzione per sovrapposizione in trazione con inclusa una quarta barra	133
8.10		Armature di precompressione	134
8.10.1		Disposizione delle armature di precompressione e delle guaine	134
8.10.1.1		Generalità	134
8.10.1.2		Armature di precompressione pre-tese	134
figura	8.14	Minima distanza libera fra armature di precompressione pre-tese	134
8.10.1.3		Guaine per post-tensione	134
figura	8.15	Minima distanza libera tra guaine	135
8.10.2		Ancoraggio di armature di precompressione pre-tese	135
8.10.2.1		Generalità	135
figura	8.16	Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi; parametri di lunghezza	135
8.10.2.2		Trasferimento della precompressione	136
8.10.2.3		Ancoraggio delle armature di precompressione allo stato limite ultimo	136
figura	8.17	Tensioni nella zona di ancoraggio di elementi pre-tesi: (1) al rilascio delle armature, (2) allo stato limite ultimo	137
8.10.3		Zone di ancoraggio di elementi post-tesi	138
figura	8.18	Diffusione della precompressione	138
8.10.4		Ancoraggi e dispositivi di giunzione per armature di precompressione	138
8.10.5		Deviatori	139
SEZIONE 9		DETTAGLI COSTRUTTIVI DI ELEMENTI E REGOLE PARTICOLARI	139
9.1		Generalità	139
9.2		Travi	139
9.2.1		Armatura longitudinale	139
9.2.1.1		Area di armatura minima e massima	139
9.2.1.2		Altre prescrizioni sulla disposizione delle armature	140
figura	9.1	Disposizione dell'armatura tesa in una sezione a T	140
9.2.1.3		Interruzione di armature longitudinali tese	140
figura	9.2	Rappresentazione dell'interruzione dell'armatura longitudinale, tenendo conto dell'effetto di fessure inclinate e della resistenza dell'armatura lungo la lunghezza di ancoraggio	141
9.2.1.4		Ancoraggio delle armature inferiori su un appoggio terminale	141
figura	9.3	Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi di estremità	142
9.2.1.5		Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi intermedi	142
figura	9.4	Ancoraggio sugli appoggi intermedi	142
9.2.2		Armatura a taglio	143
figura	9.5	Esempi di armatura a taglio	143
9.2.3		Armatura a torsione	144
figura	9.6	Esempi di forme di staffe per la torsione	144
9.2.4		Armature di superficie	144
9.2.5		Appoggi indiretti	145
figura	9.7	Disposizione dell'armatura di sospensione nella zona di intersezione di due travi (vista in pianta)	145
9.3		Piastre piene	145
9.3.1		Armature di flessione	145
9.3.1.1		Generalità	145
9.3.1.2		Armature delle piastre in prossimità degli appoggi	146

9.3.1.3		Armature d'angolo	146
9.3.1.4		Armature in corrispondenza dei bordi liberi	146
	figura 9.8	Armature di bordo per una piastra	146
9.3.2		Armature a taglio	146
9.4		Piastre senza nervature	147
9.4.1		Piastra in corrispondenza di pilastri interni	147
9.4.2		Piastra in corrispondenza di pilastri di bordo o d'angolo	147
	figura 9.9	Larghezza efficace, l_{e1} , di una piastra senza nervature	147
9.4.3		Armature per il taglio-punzonamento	147
	figura 9.10	Armature per il taglio-punzonamento	148
9.5		Pilastri	149
9.5.1		Generalità	149
9.5.2		Armature longitudinali	149
9.5.3		Armature trasversali	149
9.6		Pareti	150
9.6.1		Generalità	150
9.6.2		Armatura verticale	150
9.6.3		Armatura orizzontale	150
9.6.4		Armatura trasversale	150
9.7		Travi parete	150
9.8		Fondazioni	151
9.8.1		Plinti su pali	151
	figura 9.11	Area compressa atta a incrementare la capacità di ancoraggio	151
9.8.2		Fondazioni di pilastri e pareti	151
9.8.2.1		Generalità	151
	figura 9.12	Armatura ortogonale alla base di fondazioni circolari	152
9.8.2.2		Ancoraggio delle barre	152
	figura 9.13	Modello per forza di trazione in presenza di fessure inclinate	152
9.8.3		Travi di collegamento	153
9.8.4		Fondazioni di pilastri su roccia	153
	figura 9.14	Armatura di spacco nelle fondazioni su roccia	154
9.8.5		Pali trivellati	154
	prospetto 9.6N	Area minima di armatura longitudinale consigliata nei pali trivellati gettati in opera	154
9.9		Zone di discontinuità della geometria o delle azioni	155
9.10		Sistemi di incatenamento	155
9.10.1		Generalità	155
9.10.2		Dimensionamento degli incatenamenti	155
9.10.2.1		Generalità	155
9.10.2.2		Incatenamenti perimetrali	155
9.10.2.3		Incatenamenti interni	156
	figura 9.15	Incatenamenti per azioni eccezionali	156
9.10.2.4		Incatenamenti orizzontali di pilastri e/o muri	156
9.10.2.5		Incatenamenti verticali	157
9.10.3		Continuità e ancoraggio degli incatenamenti	157
SEZIONE 10		REGOLE AGGIUNTIVE PER ELEMENTI E STRUTTURE PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO	157
10.1		Generalità	157
10.1.1		Termini particolari utilizzati nella presente Sezione	157
10.2		Criteri generali di progettazione strutturale, requisiti fondamentali	158
10.3		Materiali	158
10.3.1		Calcestruzzo	158
10.3.1.1		Resistenza	158
10.3.1.2		Viscosità e ritiro	159

10.3.2		Acciaio da precompressione.....	159
10.3.2.2		Proprietà tecnologiche dell'acciaio da precompressione	159
10.5		Analisi strutturale.....	159
10.5.1		Generalità.....	159
10.5.2		Perdite di precompressione	160
10.9		Regole particolari di progetto e di dettagli costruttivi.....	160
10.9.1		Momenti di incastro nelle solette	160
10.9.2		Unioni tra muri e solai	160
	figura 10.1	Esempio di armatura in un muro posto sopra la connessione di due solette.....	161
10.9.3		Solai	161
	figura 10.2	Esempi di connessioni per la trasmissione del taglio.....	162
	prospetto 10.1	Distanza massima tra le nervature trasversali, s_T in modo tale che i solai a travetti e blocchi possano essere trattati nell'analisi come solai pieni. s_L = distanza tra le nervature longitudinali, l_L = lunghezza (campata) dei travetti longitudinali, h = spessore del solaio con nervature	163
10.9.4		Unioni e appoggi di elementi prefabbricati.....	163
10.9.4.1		Materiali.....	163
10.9.4.2		Regole generali per il progetto e i dettagli delle unioni.....	163
10.9.4.3		Unioni per la trasmissione di forze di compressione	163
	figura 10.3	Forze di trazione trasversali in unioni che trasmettono forze di compressione.....	164
10.9.4.4		Unioni per la trasmissione di forze di taglio	164
10.9.4.5		Unioni per la trasmissione di momento flettente o forza normale di trazione	164
10.9.4.6		Giunti a mensola	165
	figura 10.4	Modelli indicativi per le armature di giunti a mensola.....	165
10.9.4.7		Ancoraggio delle armature sugli appoggi.....	165
	figura 10.5	Esempio del dettaglio costruttivo dell'armatura di un appoggio	166
10.9.5		Apparecchi d'appoggio	166
10.9.5.1		Generalità.....	166
10.9.5.2		Apparecchi d'appoggio per elementi connessi (non isolati).....	166
	figura 10.6	Esempio di apparecchio d'appoggio e definizioni.....	167
	prospetto 10.2	Valore minimo di a_1 in millimetri	167
	prospetto 10.3	Distanza a_2 (millimetri) assunta inefficace dal bordo libero per l'elemento portante. Si raccomanda di utilizzare un cuscinetto di calcestruzzo nei casi (-)	167
	prospetto 10.4	Distanza a_3 (millimetri) assunta inefficace dall'estremità libera per l'elemento portato	167
	prospetto 10.5	Tolleranza Δa_2 ammessa sulla distanza netta tra le facce degli appoggi. l = lunghezza della campata	168
10.9.5.3		Apparecchi d'appoggio per elementi isolati	168
10.9.6		Fondazioni a pozzetto.....	168
10.9.6.1		Generalità.....	168
10.9.6.2		Pozzetti con superfici indentate	168
10.9.6.3		Pozzetti con superfici lisce	169
	figura 10.7	Fondazioni a pozzetto.....	169
10.9.7		Sistemi di incatenamento.....	170
SEZIONE 11		STRUTTURE DI CALCESTRUZZO CON AGGREGATI LEGGERI	170
11.1		Generalità.....	170
11.1.1		Scopo e campo di applicazione	170
11.1.2		Simboli particolari	170
11.2		Criteri generali di progettazione.....	171
11.3		Materiali.....	171
11.3.1		Calcestruzzo.....	171
	prospetto 11.1	Classi di massa volumica e corrispondenti masse volumiche di calcestruzzi con aggregati leggeri (LWAC) secondo la EN 206-1	171
11.3.2		Deformazione elastica	171
	prospetto 11.3.1	Caratteristiche di tensione e deformazione di calcestruzzi leggeri.....	172
11.3.3		Viscosità e ritiro	172

11.3.4	Relazioni tensione-deformazione per analisi strutturale non lineare	172
11.3.5	Resistenze di progetto a compressione e trazione	173
11.3.6	Relazioni tensione-deformazione per il progetto delle sezioni	173
11.3.7	Calcestruzzo confinato	173
11.4	Durabilità e ricoprimento delle armature	173
11.4.1	Condizioni ambientali	173
11.4.2	Ricoprimento e proprietà del calcestruzzo	173
11.5	Analisi strutturale	174
11.5.1	Capacità di rotazione	174
11.6	Stati limite ultimi	174
11.6.1	Elementi che non richiedono armature a taglio	174
prospetto 11.6.1N	Valori di $\nu_{l,min}$ per dati valori di d' e f_{ck}	174
11.6.2	Elementi che richiedono armature a taglio	174
11.6.3	Torsione	174
11.6.3.2	Procedimento di calcolo	174
11.6.4	Punzonamento	175
11.6.4.1	Resistenza a punzonamento di solette o fondazioni di pilastri senza armatura a taglio	175
11.6.4.2	Resistenza a punzonamento di solette o fondazioni di pilastri con armatura a taglio	175
11.6.5	Aree parzialmente caricate	175
11.6.6	Fatica	175
11.7	Stati limite di esercizio	176
11.8	Dettagli costruttivi per l'armatura - Generalità	176
11.8.1	Diametri ammissibili del madrina per barre piegate	176
11.8.2	Tensione ultima di aderenza	176
11.9	Dettagli costruttivi per gli elementi e regole particolari	176
11.10	Regole aggiuntive per elementi e strutture prefabbricati	176
11.12	Strutture di calcestruzzo non armato o debolmente armato	176
SEZIONE 12	STRUTTURE DI CALCESTRUZZO NON ARMATO O DEBOLMENTE ARMATO	176
12.1	Generalità	176
12.3	Materiali	177
12.3.1	Calcestruzzo: criteri di progetto aggiuntivi	177
12.5	Analisi strutturale: stati limite ultimi	177
12.6	Stati limite ultimi	177
12.6.1	Resistenza di progetto a flessione e forza assiale	177
figura 12.1	Notazioni relative a muri non armati	178
12.6.2	Rottura locale	178
12.6.3	Taglio	178
12.6.4	Torsione	179
12.6.5	Stati limite ultimi indotti da deformazione della struttura (instabilità)	179
12.6.5.1	Snellezza di pilastri e muri	179
prospetto 12.1	Valori di β per diverse condizioni ai bordi	179
12.6.5.2	Metodi semplificati di progetto per muri e pilastri	180
12.7	Stati limite di esercizio	181
12.9	Dettagli degli elementi e regole particolari	181
12.9.1	Elementi strutturali	181
12.9.2	Giunti di costruzione	181
12.9.3	Fondazioni nastriformi e a plinto	182
figura 12.2	Plinti di fondazione non armati; simbologia	182
APPENDICE A (informativa)	MODIFICHE DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I MATERIALI	183
prospetto A.1	Tolleranze ridotte	183
figura A.1	Tolleranze sulla sezione	184

APPENDICE (informativa)	B	DEFORMAZIONI CONSEGUENTI ALLA VISCOSITÀ E AL RITIRO	186
APPENDICE (normativa)	C	PROPRIETÀ DELLE ARMATURE IDONEE ALL'UTILIZZO CON IL PRESENTE EUROCODICE	189
	prospetto C.1	Proprietà dell'armatura	189
	prospetto C.2N	Proprietà dell'armatura	189
	prospetto C.3N	Limiti assoluti dei risultati di prova	190
APPENDICE (informativa)	D	METODO DI CALCOLO AFFINATO DELLE PERDITE PER RILASSAMENTO NELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	192
	figura D.1	Metodo del tempo equivalente	192
APPENDICE (informativa)	E	CLASSI INDICATIVE DI RESISTENZA PER LA DURABILITÀ	193
	prospetto E.1N	Classi di resistenza indicativa	193
APPENDICE (informativa)	F	ESPRESSIONI PER IL CALCOLO DELLE ARMATURE TESE IN STATI DI TENSIONE PIANI	194
APPENDICE (informativa)	G	INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA	196
APPENDICE (informativa)	H	EFFETTI DEL SECONDO ORDINE NELL'ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE	198
	figura H.1	Definizione delle deformazioni globali a flessione e taglio ($1/r$ e γ rispettivamente) e delle corrispondenti rigidezze (EI e S rispettivamente)	198
APPENDICE (informativa)	I	ANALISI DI SOLETTE SENZA NERVATURE E DI MURI DI CONTROVENTO	201
	figura I.1	Suddivisione in pannelli di solette senza nervature	202
	prospetto I.1	Suddivisione semplificata del momento flettente in solette senza nervature	202
	figura I.3	Eccentricità della forza dal baricentro dei muri di controvento	204
APPENDICE (informativa)	J	DETTAGLI COSTRUTTIVI RELATIVI A SITUAZIONI PARTICOLARI	205
	figura J.1	Esempio di armatura di superficie	205
	figura J.2	Angoli di portali soggetti a momenti negativi. Modello e armatura	206
	figura J.3	Angoli di portali soggetti a moderati momenti positivi (per esempio, $A_g/bh \leq 2\%$)	207
	figura J.4	Angoli di portali soggetti a elevati momenti positivi (per esempio, $A_g/bh \leq 2\%$)	207
	figura J.5	Modello tirante e puntone per mensole	208
	figura J.6	Dettagli costruttivi per mensole	209

PREMESSA

La presente norma europea EN 1992 "Eurocode 2 - Design of concrete structures - General rules and rules for buildings" è stata elaborata dal Comitato Tecnico CEN/TC 250 "Eurocodici Strutturali", la cui segreteria è affidata al BSI.

Il CEN/TC 250 è responsabile per tutti gli Eurocodici Strutturali.

Alla presente norma europea deve essere attribuito lo status di norma nazionale, o mediante pubblicazione di un testo identico o mediante notifica di adozione, entro giugno 2005, e le norme nazionali in contrasto devono essere ritirate entro marzo 2010.

Il presente documento sostituisce le ENV 1992-1-1, 1992-1-3, 1992-1-4, 1992-1-5, 1992-1-6 e 1992-3.

In conformità alle Regole Comuni CEN/CENELEC, gli enti nazionali di normazione dei seguenti Paesi sono tenuti a recepire la presente norma europea: Austria, Belgio, Cipro, Danimarca, Estonia, Finlandia, Francia, Germania, Grecia, Irlanda, Islanda, Italia, Lettonia, Lituania, Lussemburgo, Malta, Norvegia, Paesi Bassi, Polonia, Portogallo, Regno Unito, Repubblica Ceca, Slovacchia, Slovenia, Spagna, Svezia, Svizzera e Ungheria.

Cronistoria del programma degli Eurocodici

Nel 1975, la Commissione delle Comunità Europee decise di attuare un programma di azioni nel settore delle costruzioni, sulla base dell'articolo 95 del Trattato. L'obiettivo del programma era l'eliminazione degli ostacoli tecnici al commercio e l'armonizzazione delle specifiche tecniche.

Nell'ambito di tale programma di azioni, la Commissione prese l'iniziativa di stabilire un insieme di regole tecniche armonizzate per la progettazione delle opere di costruzione che, in una prima fase, sarebbe servito come alternativa rispetto ai regolamenti nazionali in vigore negli Stati Membri ed, alla fine, li avrebbe sostituiti.

Per quindici anni, la Commissione, con l'aiuto di un Comitato Direttivo composto da Rappresentanti degli Stati Membri, ha provveduto allo sviluppo del programma degli Eurocodici, che ha portato alla stesura della prima generazione di codici europei negli anni '80.

Nel 1989, la Commissione e gli Stati Membri della UE e della EFTA decisero, in base ad un accordo¹⁾ tra la Commissione ed il CEN, di trasferire il compito della preparazione e della pubblicazione degli Eurocodici al CEN attraverso una serie di Mandati, con l'obiettivo di attribuire ad essi nel futuro lo status di Norme Europee (EN). Questa decisione lega de facto gli Eurocodici alle prescrizioni di tutte le Direttive del Consiglio e/o le Decisioni della Commissione relative alle norme Europee (per esempio, la Direttiva del Consiglio 89/106/EEC sui prodotti da costruzione - CPD - e le Direttive del Consiglio 93/37/EEC, 92/50/EEC e 89/440/EEC sui lavori e sui servizi pubblici e le analoghe Direttive EFTA predisposte con l'obiettivo di stabilire il mercato interno).

Il programma degli Eurocodici Strutturali comprende le seguenti norme, generalmente composte da un certo numero di Parti:

EN 1990	Eurocodice: Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocodice 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocodice 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocodice 3: Design of steel structures
EN 1994	Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocodice 5: Design of timber structures
EN 1996	Eurocodice 6: Design of masonry structures
EN 1997	Eurocodice 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocodice 9: Design of aluminium structures

1) Accordo tra la Commissione delle Comunità Europee ed il Comitato Europeo di Normazione (CEN) concernente il lavoro sugli EUROCODICI relativi alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile (BC/CEN/03/89).

Gli Eurocodici riconoscono la responsabilità delle autorità regolamentari in ogni Stato Membro ed hanno salvaguardato il loro diritto a determinare a livello nazionale valori correlati ad aspetti di sicurezza regolamentari, potendo essi variare da Stato a Stato.

Status e campo di applicazione degli Eurocodici

Gli Stati Membri della UE e della EFTA riconoscono che gli Eurocodici servono come documenti di riferimento per i seguenti scopi:

- come un mezzo per verificare la rispondenza degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva del Consiglio 89/106/EEC, in particolare il Requisito Essenziale N° 1 - Resistenza meccanica e stabilità - ed il Requisito Essenziale N° 2 - Sicurezza in caso di incendio;
- come una base per la redazione dei contratti relativi ai lavori di costruzione ed ai servizi di ingegneria correlati;
- come un quadro di riferimento per definire specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione (EN e ETA).

Gli Eurocodici, poiché riguardano le opere di costruzione stesse, sono in relazione diretta con i Documenti Interpretativi²⁾ a cui si fa riferimento nell'Articolo 12 della CPD, sebbene siano di natura differente rispetto alle norme armonizzate di prodotto³⁾. Pertanto, gli aspetti tecnici che scaturiscono dal lavoro degli Eurocodici devono essere presi in adeguata considerazione dai Comitati Tecnici CEN e/o dai Gruppi di Lavoro EOTA che lavorano sulle norme di prodotto, nell'intento di ottenere una piena compatibilità di queste specifiche tecniche con gli Eurocodici.

Gli Eurocodici forniscono regole comuni per la progettazione strutturale, di uso corrente, nella progettazione di strutture, nel loro complesso, e di componenti strutturali, di tipologia tradizionale o innovativa. Forme di costruzione o condizioni di progetto inusuali non sono trattate in modo specifico; per tali casi è richiesto dal progettista il contributo aggiuntivo da parte di esperti.

Norme Nazionali che implementano gli Eurocodici

Le Norme Nazionali che implementano gli Eurocodici contengono il testo completo dell'Eurocodice (comprese tutte le appendici), così come pubblicato dal CEN, il quale può essere preceduto da una copertina Nazionale e da una premessa Nazionale, e può essere seguito da una appendice Nazionale.

L'appendice Nazionale può contenere solo informazioni su quei parametri, noti come Parametri Determinati a livello Nazionale, che in ogni Eurocodice sono lasciati aperti ad una scelta a livello Nazionale, da impiegarsi nella progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella singola nazione, cioè:

- valori e/o classi per i quali nell'Eurocodice sono fornite alternative;
- valori da impiegare, per i quali nell'Eurocodice è fornito solo un simbolo;
- dati specifici della singola nazione (geografici, climatici, ecc.), per esempio, la mappa della neve;
- la procedura da impiegare quando nell'Eurocodice ne sono proposte diverse in alternativa.

Essa può anche contenere:

- decisioni riguardanti l'applicazione delle appendici informative;
- riferimenti ad informazioni complementari non contraddittorie che aiutino l'utente ad applicare l'Eurocodice.

2) Secondo l'Art. 3.3 della CPD, i requisiti essenziali (ER) sono precisati in documenti interpretativi destinati a stabilire i collegamenti necessari tra i requisiti essenziali e i mandati per le norme armonizzate EN e ETAG/ETA.

3) Secondo l'Art. 12 della CPD, i documenti interpretativi devono:

- a) precisare i requisiti essenziali armonizzando la terminologia e i concetti tecnici di base, ed indicando classi o livelli per ciascun requisito ove necessario;
- b) indicare metodi per correlare queste classi o livelli di requisiti alle specifiche tecniche, per esempio metodi di calcolo e di verifica, regole tecniche per la progettazione, ecc.;
- c) servire come riferimento per stabilire norme armonizzate e orientamenti per i benestari tecnici europei.

Gli Eurocodici, *de facto*, giocano un ruolo simile nel campo dell'ER 1 e di una parte dell'ER 2.

Collegamenti tra gli Eurocodici e le specifiche tecniche armonizzate (EN e ETA) relative ai prodotti

Sussiste la necessità di coerenza tra le specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione e le regole tecniche per le opere⁴⁾. Inoltre tutte le informazioni che accompagnano la marcatura CE dei prodotti da costruzione che fanno riferimento agli Eurocodici devono menzionare chiaramente quali Parametri Determinati a livello Nazionale sono stati presi in conto.

Informazioni aggiuntive specifiche per EN 1992-1-1

La EN 1992-1-1 descrive i principi e i requisiti per la sicurezza, l'esercizio e la durabilità delle strutture di calcestruzzo, unitamente a specifiche prescrizioni per edifici. È basata sul concetto di stato limite impiegato congiuntamente con il metodo dei coefficienti parziali.

Per la progettazione di nuove strutture, è inteso che la EN 1992-1-1 sia utilizzata nell'applicazione diretta insieme con le altre parti della EN 1992 e agli Eurocodici EN 1990, 1991, 1997 e 1998.

La EN 1992-1-1 è utile anche come documento di riferimento per gli altri CEN/TC concernenti argomenti strutturali.

È inteso che la EN 1992-1-1 sia impiegata da:

- comitati che elaborano norme per la progettazione strutturale e le correlate norme di prodotto, prova ed esecuzione;
- committenti (per esempio, per la formulazione di loro specifici requisiti su livelli di affidabilità e sulla durabilità);
- progettisti e costruttori;
- autorità competenti.

I valori numerici dei coefficienti parziali e di altri parametri affidabilistici sono raccomandati come valori di riferimento che forniscono un livello di affidabilità accettabile. Essi sono stati scelti nell'ipotesi che sia disponibile un livello adeguato di manodopera e di gestione della qualità. Quando la EN 1992-1-1 è impiegata come documento di riferimento da altri CEN/TC, è necessario prendere gli stessi valori.

Appendice Nazionale della EN 1992-1-1

La presente norma fornisce, valori, con note che indicano dove possono essere applicate scelte a livello nazionale. Di conseguenza la norma nazionale che implementa la EN 1992-1-1 dovrebbe avere una appendice nazionale contenente tutti i Parametri Determinati a livello Nazionale da impiegare nella progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella nazione interessata.

4) Vedere l'Art. 3.3 e l'Art. 12 del CPD, così come i punti 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 dell'ID 1.

Una scelta a livello nazionale è permessa nella EN 1992-1-1 attraverso:

2.3.3 (3)	5.10.3 (2)	9.2.2 (7)
2.4.2.1 (1)	5.10.8 (2)	9.2.2 (8)
2.4.2.2 (1)	5.10.8 (3)	9.3.1.1 (3)
2.4.2.2 (2)	5.10.9 (1)P	9.5.2 (1)
2.4.2.2 (3)	6.2.2 (1)	9.5.2 (2)
2.4.2.3 (1)	6.2.2 (6)	9.5.2 (3)
2.4.2.4 (1)	6.2.3 (2)	9.5.3 (3)
2.4.2.4 (2)	6.2.3 (3)	9.6.2 (1)
2.4.2.5 (2)	6.2.4 (4)	9.6.3 (1)
3.1.2 (2)P	6.2.4 (6)	9.7 (1)
3.1.2 (4)	6.4.3 (6)	9.8.1 (3)
3.1.6 (1)P	6.4.4 (1)	9.8.2.1 (1)
3.1.6 (2)P	6.4.5 (3)	9.8.3 (1)
3.2.2 (3)P	6.4.5 (4)	9.8.3 (2)
3.2.7 (2)	6.5.2 (2)	9.8.4 (1)
3.3.4 (5)	6.5.4 (4)	9.8.5 (3)
3.3.6 (7)	6.5.4 (6)	9.8.5 (4)
4.4.1.2 (3)	6.8.4 (1)	9.10.2.2 (2)
4.4.1.2 (5)	6.8.4 (5)	9.10.2.3 (3)
4.4.1.2 (6)	6.8.6 (1)	9.10.2.3 (4)
4.4.1.2 (7)	6.8.6 (3)	9.10.2.4 (2)
4.4.1.2 (8)	6.8.7 (1)	11.3.5 (1)P
4.4.1.2 (13)	7.2 (2)	11.3.5 (2)P
4.4.1.3 (1)P	7.2 (3)	11.3.7 (1)
4.4.1.3 (3)	7.2 (5)	11.6.1 (1)
4.4.1.3 (4)	7.3.1 (5)	11.6.1 (2)
5.1.3 (1)P	7.3.2 (4)	11.6.2 (1)
5.2 (5)	7.3.4 (3)	11.6.4.1 (1)
5.5 (4)	7.4.2 (2)	12.3.1 (1)
5.6.3 (4)	8.2 (2)	12.6.3 (2)
5.8.3.1 (1)	8.3 (2)	A.2.1 (1)
5.8.3.3 (1)	8.6 (2)	A.2.1 (2)
5.8.3.3 (2)	8.8 (1)	A.2.2 (1)
5.8.5 (1)	9.2.1.1 (1)	A.2.2 (2)
5.8.6 (3)	9.2.1.1 (3)	A.2.3 (1)
5.10.1 (6)	9.2.1.2 (1)	C.1 (1)
5.10.2.1 (1)P	9.2.1.4 (1)	C.1 (3)
5.10.2.1 (2)	9.2.2 (4)	E.1 (2)
5.10.2.2 (4)	9.2.2 (5)	J.1 (2)
5.10.2.2 (5)	9.2.2 (6)	J.2.2 (2)
		J.3 (2)
		J.3 (3)

SEZIONE 1

GENERALITÀ

1.1

Scopo e campo di applicazione

1.1.1

Scopo e campo di applicazione dell'Eurocodice 2

- (1)P L'Eurocodice 2 si applica alla progettazione di edifici ed opere di ingegneria civile di calcestruzzo non armato, armato e precompresso. Esso soddisfa i principi e i requisiti per la sicurezza e l'esercizio delle strutture, i criteri generali della progettazione e delle verifiche delle stesse che sono dati nella EN 1990: Basis of structural design.
- (2)P L'Eurocodice 2 tratta soltanto i requisiti di resistenza, esercizio, durabilità e resistenza al fuoco delle strutture di calcestruzzo. Altri requisiti, per esempio riguardanti l'isolamento termico o acustico, non sono considerati.
- (3)P L'Eurocodice 2 è concepito per essere utilizzato in congiunzione con:
- | | |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| EN 1990: | Criteri generali di progettazione strutturale |
| EN 1991: | Azioni sulle strutture |
| hEN's: | Prodotti da costruzione attinenti alle strutture di calcestruzzo |
| ENV 13670: | Esecuzione di strutture di calcestruzzo |
| EN 1997: | Progettazione geotecnica |
| EN 1998: | Progettazione di strutture per la resistenza ai terremoti, quando le strutture di calcestruzzo sono costruite in zona sismica. |
- (4)P L'Eurocodice 2 è suddiviso nelle seguenti parti:
- | | |
|------------|---------------------------------------------|
| Parte 1.1: | Regole generali e regole per edifici |
| Parte 1.2: | Progettazione di strutture all'incendio |
| Parte 2: | Ponti di calcestruzzo armato e precompresso |
| Parte 3: | Serbatoi e strutture di contenimento |

1.1.2

Scopo e campo di applicazione della Parte 1-1 dell'Eurocodice 2

- (1)P La Parte 1-1 dell'Eurocodice 2 dà i criteri generali per la progettazione di strutture di calcestruzzo non armato, armato e precompresso ottenuto con aggregati normali e leggeri unitamente a regole specifiche per gli edifici.
- (2)P La parte 1-1 tratta i seguenti argomenti:
- | | |
|-------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| Sezione 1: | Generalità |
| Sezione 2: | Criteri generali di progettazione |
| Sezione 3: | Materiali |
| Sezione 4: | Durabilità e copriferrì |
| Sezione 5: | Analisi strutturale |
| Sezione 6: | Stati limite ultimi |
| Sezione 7: | Stati limite di esercizio |
| Sezione 8: | Dettagli costruttivi per armatura ordinaria e di precompressione - Generalità |
| Sezione 9: | Dettagli costruttivi di elementi e regole particolari |
| Sezione 10: | Regole aggiuntive per elementi e strutture prefabbricati di calcestruzzo |
| Sezione 11: | Strutture di calcestruzzo con aggregati leggeri |
| Sezione 12: | Strutture di calcestruzzo non armato o debolmente armato |
- (3)P Le Sezioni 1 e 2 forniscono punti aggiuntivi a quelli dati nella EN 1990 "Basis of structural design".
- (4)P La presente Parte 1-1 non tratta:
- l'utilizzo di armature lisce;
 - la resistenza al fuoco;

- aspetti particolari di tipologie speciali di edifici (come edifici alti);
- aspetti particolari di tipologie speciali di opere di ingegneria civile (come viadotti, ponti, dighe, serbatoi in pressione, piattaforme offshore o strutture di contenimento di liquidi);
- i componenti di calcestruzzo privo di aggregati fini e calcestruzzi aerati, e quelli ottenuti con aggregati pesanti o inglobanti sezioni strutturali di acciaio (vedere l'Eurocodice 4 per le strutture composte acciaio-calcestruzzo).

1.2 Riferimenti normativi

(1)P I seguenti documenti normativi contengono disposizioni che, allorquando sono richiamati nel presente testo, costituiscono delle disposizioni della presente norma europea. Per quanto riguarda i riferimenti datati, non si applicano le modifiche successive, né le revisioni di una qualunque di queste pubblicazioni. Tuttavia, le parti che intervengono nei contratti basati sulla presente norma europea sono incoraggiate a ricercare la possibilità di applicare le edizioni più recenti dei documenti normativi indicati sotto. Per quanto riguarda i riferimenti non datati vale l'ultima edizione del documento normativo al quale si fa riferimento.

1.2.1 Norme di riferimento generali

EN 1990:	Basis of structural design
EN 1991-1-5:	Actions on structures: Thermal actions
EN 1991-1-6:	Actions on structures: Actions during execution

1.2.2 Altre norme di riferimento

EN 1997:	Geotechnical design
EN 197-1:	Cement: Composition, specification and conformity criteria for common cements
EN 206-1:	Concrete: Specification, performance, production and conformity
EN 12390:	Testing hardened concrete
EN 10080:	Steel for the reinforcement of concrete
EN 10138:	Prestressing steels
EN ISO 17660 (tutte le parti):	Welding - Welding of reinforcing steel
ENV 13670:	Execution of concrete structures
EN 13791:	Testing concrete
EN ISO 15630	Steel for the reinforcement and prestressing of concrete: Test methods

1.3 Ipotesi

(1)P In aggiunta a quelle generali della EN 1990 si applicano le seguenti ipotesi:

- le strutture sono progettate da personale che abbia la qualificazione e l'esperienza appropriate;
- sono prevista adeguata supervisione e controllo di qualità negli stabilimenti, negli impianti e in situ;
- la costruzione è eseguita da personale che possiede la competenza e l'esperienza appropriate;
- i materiali e i prodotti da costruzione sono utilizzati come specificato nel presente Eurocodice o nelle pertinenti specifiche di materiali e prodotti;
- la struttura sarà oggetto di una manutenzione adeguata;
- la struttura sarà utilizzata in accordo con le prescrizioni di progetto;
- sono rispettati i requisiti di esecuzione e manutenzione dati nella ENV 13670.

1.4 Distinzione tra principi e regole di applicazione

(1)P Si applicano le regole date nella EN 1990.

1.5 Termini e definizioni

1.5.1 Generalità

(1)P Si applicano i termini e le definizioni dati nella EN 1990.

1.5.2 Termini e definizioni aggiuntivi utilizzati nella presente norma

1.5.2.1 strutture prefabbricate: Le strutture prefabbricate sono caratterizzate dall'utilizzo di elementi strutturali prodotti in luogo diverso da quello finale nella struttura. Nella struttura questi elementi sono assemblati per garantire l'integrità strutturale richiesta.

1.5.2.2 elementi di calcestruzzo non armato o debolmente armato: Elementi strutturali privi di armatura (calcestruzzo non armato) o con quantitativi di armatura minore di quella minima definita nella Sezione 9.

1.5.2.3 armature di precompressione non aderenti o esterne: Armature da precompressione non aderenti per elementi post-tesi aventi guaine che sono permanentemente non iniettate e armature da precompressione esterne alla sezione trasversale di calcestruzzo (queste possono essere inserite nel calcestruzzo dopo la messa in tensione o avere una membrana di protezione).

1.5.2.4 precompressione: Il procedimento della precompressione consiste nell'applicare forze alla struttura di calcestruzzo mettendo in tensione armature connesse con la membratura di calcestruzzo. Il termine "precompressione" è utilizzato globalmente per indicare tutti gli effetti permanenti del procedimento della precompressione, che comprendono le forze interne nelle sezioni e le deformazioni della struttura. Altri significati della precompressione non sono presi in considerazione nella presente norma.

1.6 Simboli

Ai fini della presente norma si utilizzano i seguenti simboli.

Nota La notazione utilizzata si basa sulla ISO 3898:1987.

Lettere maiuscole latine

A	Azione eccezionale
A	Area della sezione trasversale
A_c	Area della sezione trasversale di calcestruzzo
A_p	Area della sezione di un'armatura o di armature da precompressione
A_s	Area della sezione trasversale dell'armatura ordinaria
$A_{s,min}$	Area minima della sezione trasversale dell'armatura ordinaria
A_{sw}	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio
D	Diametro del mandrino
D_{Ed}	Fattore di danneggiamento a fatica
E	Effetto dell'azione
$E_{c, Ec(28)}$	Modulo di elasticità tangente del calcestruzzo di peso normale alla tensione $\sigma_c = 0$, a 28 d
$E_{c,eff}$	Modulo di elasticità efficace del calcestruzzo
E_{cd}	Valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo
E_{cm}	Modulo di elasticità secante del calcestruzzo
$E_{c(t)}$	Modulo di elasticità tangente del calcestruzzo di peso normale alla tensione $\sigma_c = 0$, al tempo t
E_p	Valore di progetto del modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione

E_s	Valore di progetto del modulo di elasticità dell'acciaio ordinario
EI	Rigidezza flessionale
EQU	Equilibrio statico
F	Azione
F_d	Valore di progetto di un'azione
F_k	Valore caratteristico di un'azione
G_k	Valore caratteristico di un'azione permanente
I	Momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo
L	Lunghezza
M	Momento flettente
M_{Ed}	Valore di progetto del momento interno flettente agente
N	Forza assiale (forza normale)
N_{Ed}	Valore di progetto della forza assiale agente (trazione o compressione)
P	Forza di precompressione
P_0	Forza iniziale all'estremità attiva dell'armatura di precompressione subito dopo la messa in tensione
Q_k	Valore caratteristico dell'azione variabile
Q_{fat}	Valore caratteristico del carico che determina fatica
R	Resistenza
S	Forze e momenti interni (sollecitazioni)
S	Momento statico
SLS	Stato limite di esercizio
T	Momento torcente
T_{Ed}	Valore di progetto del momento torcente agente
ULS	Stato limite ultimo
V	Forza di taglio (Taglio)
V_{Ed}	Valore di progetto del taglio agente
Lettere minuscole latine	
a	Distanza
a	Dato geometrico
Δa	Scostamento di dato geometrico
b	Larghezza totale della sezione trasversale o larghezza effettiva dell'ala in una trave a T o a L
b_w	Larghezza dell'anima di travi a T, I o L
d	Diametro; Altezza
d	Altezza utile di una sezione trasversale
d_g	Massima dimensione nominale dell'aggregato più grande
e	Eccentricità
f_c	Resistenza a compressione del calcestruzzo
f_{cd}	Valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo
f_{ck}	Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo a 28 d
f_{cm}	Valore medio della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo
f_{ctk}	Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
f_{ctm}	Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo
f_p	Resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione

f_{pk}	Valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione
$f_{p0,1}$	Tensione allo 0,1% dell'acciaio da precompressione
$f_{p0,1k}$	Valore caratteristico della tensione allo 0,1% dell'acciaio da precompressione
$f_{0,2k}$	Valore caratteristico della tensione allo 0,2% dell'acciaio da precompressione
f_t	Resistenza a trazione dell'armatura ordinaria
f_{tk}	Valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria
f_y	Tensione di snervamento dell'armatura ordinaria
f_{yd}	Valore di progetto della tensione di snervamento dell'armatura ordinaria
f_{yk}	Valore caratteristico della tensione di snervamento dell'armatura ordinaria
f_{ywd}	Valore di progetto della tensione di snervamento dell'armatura a taglio
h	Altezza
h	Altezza totale di una sezione trasversale
i	Raggio d'inerzia
k	Coefficiente; Fattore
l	(oppure L) Lunghezza; Luce
m	Massa
r	Raggio
$1/r$	Curvatura in una sezione
t	Spessore
t	Tempo considerato
t_0	Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico
u	Perimetro della sezione trasversale di calcestruzzo, avente area A_c
u, v, w	Componenti dello spostamento di un punto
x	Profondità dell'asse neutro
x, y, z	Coordinate
z	Braccio della coppia interna
Lettere minuscole greche	
α	Angolo; rapporto
β	Angolo; rapporto; coefficiente
γ	Coefficiente parziale
γ_A	Coefficiente parziale per azioni eccezionali A
γ_c	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_F	Coefficiente parziale per le azioni, F
$\gamma_{F,fat}$	Coefficiente parziale per le azioni di fatica
$\gamma_{c,fat}$	Coefficiente parziale per la fatica del calcestruzzo
γ_G	Coefficiente parziale per le azioni permanenti, G
γ_M	Coefficiente parziale per una proprietà del materiale che tiene conto delle incertezze nella proprietà stessa del materiale, nelle variazioni geometriche e nel modello di progettazione utilizzato
γ_P	Coefficiente parziale per le azioni associate alla precompressione, P
γ_Q	Coefficiente parziale per le azioni variabili, Q
γ_s	Coefficiente parziale per l'acciaio ordinario o da precompressione
$\gamma_{s,fat}$	Coefficiente parziale per l'acciaio ordinario o da precompressione sotto carichi di fatica
γ_f	Coefficiente parziale per le azioni che non tiene conto delle incertezze di modello

γ_g	Coefficiente parziale per le azioni permanenti che non tiene conto delle incertezze di modello
γ_m	Coefficiente parziale per una proprietà del materiale, che tiene conto solo delle incertezze sulla stessa proprietà del materiale
δ	Incremento/coefficiente di ridistribuzione
ζ	Coefficiente di riduzione / Coefficiente di distribuzione
ε_c	Deformazione di contrazione nel calcestruzzo
ε_{c1}	Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione di picco f_c
ε_{cu}	Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo
ε_u	Deformazione dell'acciaio ordinario o da precompressione al carico massimo
ε_{uk}	Valore caratteristico della deformazione dell'acciaio ordinario o da precompressione al carico massimo
θ	Angolo
λ	Snellezza
μ	Coefficiente di attrito tra le armature di precompressione e le loro guaine
ν	Coefficiente di Poisson
ν	Coefficiente di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio
ξ	Coefficiente della resistenza di aderenza dell'acciaio da precompressione e dell'acciaio ordinario
ρ	Massa volumica del calcestruzzo dopo essiccamento in stufa in kilogrammi al metro cubo
$\rho_{1\ 000}$	Valore della perdita per rilassamento (in percentuale), a 1 000 h dopo la messa in tensione e alla temperatura media di 20 °C
ρ_l	Rapporto d'armatura longitudinale
ρ_w	Rapporto d'armatura a taglio
σ_c	Tensione di compressione nel calcestruzzo
σ_{cp}	Tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta a forza normale o a precompressione
σ_{cu}	Tensione di compressione nel calcestruzzo alla deformazione ultima di compressione ε_{cu}
τ	Tensione tangenziale dovuta alla torsione
ϕ	Diametro di una barra di armatura ordinaria o di una guaina per precompressione
ϕ_n	Diametro equivalente di un gruppo di barre di armatura ordinaria
$\varphi(t, t_0)$	Coefficiente di viscosità, che indica la viscosità tra gli istanti t e t_0 , rapportata alla deformazione elastica a 28 d
$\varphi(\infty, t_0)$	Valore finale del coefficiente di viscosità
ψ	Coefficienti che indicano i valori rappresentativi di azioni variabili
ψ_0	per valori di combinazione
ψ_1	per valori frequenti
ψ_2	per valori quasi-permanenti

SEZIONE 2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

2.1 Requisiti

2.1.1 Requisiti di base

- (1)P La progettazione delle strutture di calcestruzzo deve essere in accordo con le regole generali contenute nella EN 1990.
- (2)P Devono essere inoltre applicate le prescrizioni supplementari per le strutture di calcestruzzo contenute nella presente Sezione.
- (3) Si ritiene che i requisiti di base della Sezione 2 della EN 1990 siano soddisfatti per le strutture di calcestruzzo quando sono applicate tutte le seguenti condizioni:
 - progettazione agli stati limite in congiunzione con il metodo dei coefficienti parziali in conformità alla EN 1990,
 - azioni in conformità alla EN 1991,
 - combinazioni di azioni in conformità alla EN 1990 e
 - resistenze, durabilità ed esercizio in conformità alla presente norma.

Nota I requisiti per la resistenza all'incendio (vedere EN 1990 Sezione 5 e EN 1992-1-2) possono determinare un sovradimensionamento dell'elemento strutturale rispetto a quanto richiesto dalla resistenza strutturale a temperatura normale.

2.1.2 Gestione dell'affidabilità

- (1) Le regole relative alla gestione dell'affidabilità sono contenute nella EN 1990, Sezione 2.
- (2) Si ritiene che una progettazione che utilizzi i coefficienti parziali forniti nel presente Eurocodice (vedere punto 2.4) e i coefficienti parziali forniti nelle appendici della EN 1990 porti ad una struttura associata con la classe di affidabilità RC2.

Nota Per ulteriori informazioni vedere la EN 1990 - appendici B e C.

2.1.3 Vita utile di progetto, durabilità e gestione per la qualità

- (1) Le regole relative alla vita utile di progetto, alla durabilità e alla gestione per la qualità sono contenute nella EN 1990, Sezione 2.

2.2 Principi della progettazione agli stati limite

- (1) Le regole per la progettazione agli stati limite sono contenute nella EN 1990, Sezione 3.

2.3 Variabili di base

2.3.1 Azioni e influenze ambientali

2.3.1.1 Generalità

- (1) Le azioni da utilizzare nella progettazione si possono ottenere dalle parti della EN 1991 pertinenti.

Nota 1 Le parti della EN 1991 pertinenti da utilizzare nella progettazione includono:

EN 1991-1.1	Densities, self-weight and imposed loads
EN 1991-1.2	Fire actions
EN 1991-1.3	Snow loads
EN 1991-1.4	Wind loads
EN 1991-1.5	Thermal actions
EN 1991-1.6	Actions during execution
EN 1991-1.7	Accidental actions due to impact and explosions
EN 1991-2	Traffic loads on bridges

EN 1991-3 Actions induced by cranes and other machinery

EN 1991-4 Actions in silos and tanks

Nota 2 Azioni specifiche alla presente norma sono contenute nelle Sezioni di pertinenza.

Nota 3 Azioni derivanti dalla spinta del terreno e dell'acqua si possono ottenere dalla EN 1997.

Nota 4 Quando si prendono in conto movimenti differenziali, si possono utilizzare appropriati valori stimati dei movimenti previsti.

Nota 5 Altre azioni, quando rilevanti, possono essere definite nelle specifiche di un particolare progetto.

2.3.1.2

Effetti termici

- (1) Si raccomanda che gli effetti termici siano tenuti in conto quando si verificano gli stati limite di esercizio.
- (2) Si raccomanda di tener conto degli effetti termici negli stati limite ultimi soltanto quando sono significativi (per esempio in condizioni di fatica, nella verifica della stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti, ecc.). Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
- (3) Quando gli effetti termici sono tenuti in conto, si raccomanda che essi siano considerati come azioni variabili e applicati con un coefficiente parziale e un coefficiente ψ .

Nota Il coefficiente ψ è definito nell'appendice pertinente della EN 1990 e nella 1991-1-5.

2.3.1.3

Cedimenti/movimenti differenziali

- (1) Si raccomanda che cedimenti o movimenti differenziali della struttura dovuti a subsidenza del suolo siano classificati come un'azione permanente G_{set} che si introduce come tale nelle combinazioni delle azioni. In generale, G_{set} è rappresentata da una serie di valori corrispondenti a differenze (rispetto ad un livello di riferimento) di cedimenti/movimenti fra singole fondazioni o parti di fondazioni, $d_{set,i}$ (i indica il numero della singola fondazione o della parte di fondazione).

Nota Quando si tiene conto di cedimenti differenziali, si possono utilizzare appropriati valori stimati dei cedimenti previsti.

- (2) Si raccomanda che gli effetti dei cedimenti differenziali siano generalmente tenuti in conto nella verifica agli stati limite di esercizio.
- (3) Per gli stati limite ultimi si raccomanda che essi siano tenuti in conto solo quando sono significativi (per esempio in condizioni di fatica, nella verifica della stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti, ecc.). Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto nelle verifiche agli stati limite ultimi, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
- (4) Se i cedimenti differenziali sono tenuti in conto, si raccomanda di applicare un coefficiente di sicurezza parziale ai loro effetti.

Nota Il valore del coefficiente di sicurezza parziale per gli effetti dei cedimenti è definito nell'appendice pertinente della EN 1990.

2.3.1.4

Precompressione

- (1)P La precompressione considerata nel presente Eurocodice è applicata tramite cavi di acciaio ad alta resistenza (fili, trefoli o barre).
- (2) I cavi possono essere interni al calcestruzzo. Essi possono essere pre-tesi e aderenti oppure post-tesi e aderenti o non aderenti.
- (3) I cavi possono anche essere esterni alla struttura con punti di contatto in corrispondenza di deviatori e ancoraggi.
- (4) Le disposizioni riguardanti la precompressione si trovano al punto 5.10.

2.3.2 Proprietà di materiali e prodotti

2.3.2.1 Generalità

- (1) Le regole relative alle proprietà dei materiali e dei prodotti sono contenute nella Sezione 4 della EN 1990.
- (2) Le disposizioni relative al calcestruzzo, all'acciaio per armature ordinarie ed all'acciaio da precompressione sono contenute nella Sezione 3 o nella norma di prodotto pertinente.

2.3.2.2 Ritiro e viscosità

- (1) Il ritiro e la viscosità sono proprietà del calcestruzzo che dipendono dal tempo. Si raccomanda di tenere in conto i loro effetti nella verifica agli stati limite di esercizio.
- (2) Si raccomanda che gli effetti del ritiro e della viscosità siano considerati agli stati limite ultimi solo se i loro effetti sono significativi, per esempio nella verifica agli stati limite ultimi di stabilità dove gli effetti del secondo ordine sono importanti. Negli altri casi non è necessario che siano tenuti in conto, negli stati limite ultimi, a condizione che la duttilità e la capacità di rotazione degli elementi siano sufficienti.
- (3) Se si tiene conto della viscosità si raccomanda di valutare i suoi effetti sul progetto sotto la combinazione di azioni quasi-permanente, indipendentemente dalla situazione di progetto considerata, cioè permanente, variabile o eccezionale.

Nota Nella maggior parte dei casi gli effetti della viscosità si possono valutare sotto i carichi permanenti e il valore medio della precompressione.

2.3.3 Deformazioni del calcestruzzo

- (1)^P Le conseguenze della deformazione dovuta alla temperatura, alla viscosità ed al ritiro devono essere tenuti in conto nella progettazione.
- (2) Il rispetto delle regole di applicazione della presente norma permette generalmente di tener conto dell'influenza di questi effetti. Si raccomanda inoltre di cercare di:
 - minimizzare la deformazione e la fessurazione dovute a deformazioni impresse su calcestruzzo giovane, a viscosità e a ritiro attraverso la composizione della miscela di calcestruzzo;
 - minimizzare gli impedimenti alla deformazioni attraverso la disposizione di apparecchi d'appoggio o giunti;
 - se vi sono dei vincoli, assicurarsi che la loro influenza sia tenuta in considerazione nella progettazione.
- (3) Nelle strutture di edifici, gli effetti della temperatura e del ritiro possono essere omessi nell'analisi globale a condizione che siano disposti dei giunti ad intervalli d_{joint} tali da assorbire le deformazioni risultanti.

Nota Il valore di d_{joint} è oggetto di un'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 30 m. Per le strutture prefabbricate il valore può essere più alto che per le strutture gettate in opera, dal momento che una parte della viscosità e del ritiro avviene prima della costruzione.

2.3.4 Dati geometrici

2.3.4.1 Generalità

- (1) Le regole relative ai dati geometrici sono contenute nella EN 1990, Sezione 4.

2.3.4.2 Requisiti supplementari per pali gettati in opera

- (1)^P Si raccomanda che il progetto tenga conto delle incertezze relative alla sezione trasversale dei pali gettati in opera e alle procedure di getto.

- (2) In assenza di altre prescrizioni, si raccomanda che il diametro utilizzato nei calcoli di progetto di pali gettati in opera, senza casseforme permanenti, sia assunto come segue:

- se $d_{nom} < 400$ mm $d = d_{nom} - 20$ mm
- se $400 \leq d_{nom} \leq 1\,000$ mm $d = 0,95 \cdot d_{nom}$
- se $d_{nom} > 1\,000$ mm $d = d_{nom} - 50$ mm

dove:

d_{nom} è il diametro nominale del palo.

2.4 Verifica con il metodo dei coefficienti parziali

2.4.1 Generalità

- (1) Le regole relative al metodo dei coefficienti parziali sono contenute nella EN 1990, Sezione 6.

2.4.2 Valori di progetto

2.4.2.1 Coefficiente parziale per l'azione del ritiro

- (1) Se è richiesto che le azioni indotte dal ritiro siano tenute in considerazione per lo stato limite ultimo, si raccomanda di utilizzare un coefficiente parziale γ_{SH} .

Nota Il valore di γ_{SH} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

2.4.2.2 Coefficiente parziale per la precompressione

- (1) Si intende che nella maggioranza delle situazioni la precompressione è favorevole e per la verifica allo stato limite ultimo si raccomanda di utilizzare il valore di $\gamma_{P,fav}$. Il valore di progetto della precompressione può essere basato sul valore medio della forza di precompressione (vedere EN 1990, Sezione 4).

Nota Il valore di $\gamma_{P,fav}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per situazioni di progetto persistenti e transitorie è 1,0. Questo valore può essere utilizzato anche per la verifica a fatica.

- (2) Nella verifica allo stato limite ultimo di stabilità con precompressione esterna, se un aumento del valore della precompressione può essere sfavorevole, allora si raccomanda di utilizzare $\gamma_{P,unfav}$.

Nota Il valore di $\gamma_{P,unfav}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per l'analisi globale è 1,3.

- (3) Anche nella verifica degli effetti locali si raccomanda di utilizzare $\gamma_{P,unfav}$.

Nota Il valore di $\gamma_{P,unfav}$ per gli effetti locali da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,2. Gli effetti locali dell'ancoraggio dei cavi pretesi è trattato nel punto 8.10.2.

2.4.2.3 Coefficienti parziali per carichi di fatica

- (1) Il coefficiente parziale per carichi di fatica è $\gamma_{F,fat}$.

Nota Il valore di $\gamma_{F,fat}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

2.4.2.4 Coefficienti parziali per i materiali

- (1) Per gli stati limite ultimi si raccomanda di utilizzare i coefficienti parziali γ_c e γ_s .

Nota I valori di γ_c e γ_s da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per situazioni di progetto persistenti, transitorie ed eccezionali sono riportate nel prospetto 2.1 N. Questi valori non sono validi per la progettazione al fuoco, per la quale si raccomanda di far riferimento alla EN 1992-1-2. Per la verifica a fatica si raccomanda di utilizzare, per i valori di $\gamma_{c,fat}$ e $\gamma_{s,fat}$ i coefficienti parziali relativi alle situazioni di progetto persistenti riportati nel prospetto 2.1N.

prospetto 2.1N

Coefficienti parziali dei materiali per gli stati limite ultimi

Situazioni di progetto	γ_c per il calcestruzzo	γ_s per gli acciai da armatura ordinaria	γ_s per gli acciai da precompressione
Persistenti e transitorie	1,5	1,15	1,15
Eccezionali	1,2	1,0	1,0

- (2) I valori dei coefficienti parziali per i materiali per la verifica agli stati limite di esercizio che si raccomanda di assumere sono quelli forniti nelle parti specifiche del presente Eurocodice.

Nota I valori di γ_c e γ_s agli stati limite di esercizio da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per situazioni non trattate da punti specifici del presente Eurocodice è 1,0.

- (3) Valori di γ_c e di γ_s più bassi possono essere utilizzati se sono giustificati da misure che riducano l'incertezza sulla resistenza di progetto.

Nota Informazioni su questo argomento sono contenute nell'appendice informativa A.

2.4.2.5 Coefficienti parziali per i materiali in fondazione

- (1) Si raccomanda che i valori di progetto delle proprietà di resistenza del terreno siano calcolati in accordo con la EN 1997.
- (2) Si raccomanda che il coefficiente parziale γ_c fornito nel punto 2.4.2.4 (1) sia moltiplicato per un coefficiente k_f per ottenere la resistenza di progetto dei pali gettati in opera senza casseforme permanenti.

Nota Il valore di k_f da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,1.

2.4.3 Combinazioni di azioni

- (1) I formati generali per le combinazioni di azioni per gli stati limite ultimi e di esercizio sono forniti nella EN 1990, Sezione 6.

Nota 1 Espressioni dettagliate per le combinazioni di azioni sono contenute nelle appendici normative della EN 1990, cioè l'appendice A1 per gli edifici, A2 per i ponti, ecc. con valori raccomandati significativi per i coefficienti parziali e valori rappresentativi delle azioni forniti nelle note.

Nota 2 La combinazione di azioni per la verifica a fatica è data nel punto 6.8.3.

- (2) Si raccomanda che il limite inferiore o il limite superiore del valore di progetto (quello che dà l'effetto più sfavorevole) di ogni azione permanente sia applicato lungo tutta la struttura (per esempio il peso proprio di una struttura).

Nota Possono esistere alcune eccezioni a questa regola (per esempio nella verifica dell'equilibrio statico, vedere EN 1990 Sezioni 6). In tali casi si può utilizzare una diversa serie di coefficienti parziali (serie A). Un esempio valido per gli edifici è dato nell'appendice A1 della EN 1990.

2.4.4 Verifica dell'equilibrio statico - EQU

- (1) Il formato di affidabilità per la verifica dell'equilibrio statico può essere anche utilizzato in situazioni di progetto EQU, come per esempio per la verifica di dispositivi antisollevamento o dispositivi di sollevamento degli apparecchi di appoggio nel caso delle travi continue.

Nota Informazioni in merito sono date nell'appendice A alla EN 1990.

2.5 Progettazione assistita da prove

- (1) Il progetto di strutture o di elementi strutturali può essere assistito da prove.

Nota Informazioni in merito sono contenute nella Sezione 5 e nell'appendice D della EN 1990.

2.6 Requisiti supplementari per le fondazioni

- (1)P Se l'interazione terreno-struttura ha una rilevante influenza sugli effetti delle azioni nella struttura, si deve tener conto delle proprietà del terreno e degli effetti dell'interazione, in accordo con la EN 1997-1.
- (2) Nel caso sia prevedibile la comparsa di rilevanti assestamenti differenziali, sia raccomanda di verificare la loro influenza sugli effetti delle azioni nella struttura.
- (3) Si raccomanda di dimensionare le fondazioni di calcestruzzo in accordo con la EN 1997-1.
- (4) Si raccomanda che il progetto tenga conto degli effetti di fenomeni come la subsidenza, il rigonfiamento, il gelo, il disgelo, l'erosione, ecc, se questi sono rilevanti.

Nota 1 L'appendice G può essere utilizzata nella modellazione dell'interazione terreno-struttura.

Nota 2 Metodi semplificati, che non tengono conto degli effetti della deformazione del terreno, sono generalmente appropriati nella maggior parte dei progetti strutturali.

2.7 Prescrizioni per gli attacchi

- (1) Si raccomanda di tener conto degli effetti locali e strutturali degli attacchi.

Nota I requisiti per la progettazione degli attacchi sono contenute nella Specifica Tecnica "Design of fastenings for use in concrete" (in via di redazione). Questa Specifica Tecnica tratta la progettazione dei seguenti tipi di attacchi:

attacchi inglobati come:

- ancoraggi con testa,
- barre canale,

e attacchi post-installati come:

- ancoraggi ad espansione,
- ancoraggi ad espansione con foro sagomato predisposto,
- tasselli a vite per calcestruzzo,
- ancoraggi resi aderenti,
- ancoraggi ad espansione resi aderenti,
- ancoraggi ad espansione con foro sagomato predisposto resi aderenti.

Si raccomanda che la prestazione degli attacchi soddisfi i requisiti di una norma CEN o sia dimostrata da un Benestare Tecnico Europeo.

La Specifica Tecnica "Design of fastenings for use in concrete" comprendono la trasmissione locale dei carichi sulla struttura.

Si raccomanda che i carichi e i requisiti aggiuntivi di progetto dati nell'appendice A della suddetta Specifica Tecnica siano tenuti in considerazione nella progettazione della struttura.

SEZIONE 3

MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Generalità

- (1)P I punti seguenti forniscono i principi e le regole per il calcestruzzo normale e ad alta resistenza.
- (2)P Le regole per il calcestruzzo con aggregati leggeri sono fornite alla Sezione 11.

3.1.2 Resistenza

- (1)P La resistenza a compressione del calcestruzzo è individuata con classi di resistenza del calcestruzzo che fanno riferimento alla resistenza caratteristica cilindrica (frattile 5%) f_{ck} , o alla resistenza caratteristica cubica $f_{ck,cube}$, in accordo con la EN 206-1.

- (2)P Le classi di resistenza nel presente codice sono basate sulla resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} determinata a 28 d con un valore massimo di C_{max} .
- Nota Il valore di C_{max} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è C90/105.
- (3) Le resistenze caratteristiche f_{ck} e le corrispondenti caratteristiche meccaniche necessarie per la progettazione sono fornite nel prospetto 3.1.
- (4) In certe situazioni (per esempio precompressione) può essere appropriato determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo prima o dopo 28 d, sulla base di provini conservati in condizioni diverse da quelle prescritte nella EN 12390. Se la resistenza del calcestruzzo è determinata ad un'età $t > 28$ d si raccomanda che i valori α_{cc} e α_{ct} definiti nei punti 3.1.6 (1)P e 3.1.6 (2)P siano ridotti con un coefficiente k_t .
- Nota Il valore di k_t da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.
- (5) Può essere richiesto di specificare la resistenza a compressione del calcestruzzo, $f_{ck}(t)$, ad un tempo t in determinate fasi (per esempio scasseratura, trasferimento della precompressione). In tal caso:
- $$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa) per } 3 < t < 28 \text{ d.}$$
- $$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ per } t \geq 28 \text{ d.}$$
- Si raccomanda che valori più precisi siano basati su prove, specialmente per $t \leq 3$ d.
- (6) La resistenza a compressione del calcestruzzo ad un'età t dipende dal tipo di cemento, dalla temperatura e dalle condizioni di stagionatura. Per una temperatura media di 20 °C e per stagionatura in accordo con la EN 12390, la resistenza a compressione del calcestruzzo a diverse età $f_{cm}(t)$ si può stimare con le espressioni (3.1) e (3.2).
- $$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (3.1)$$
- con
- $$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$
- dove:
- $f_{cm}(t)$ è la resistenza media a compressione del calcestruzzo all'età di t giorni;
- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 d secondo il prospetto 3.1;
- $\beta_{cc}(t)$ è un coefficiente che dipende dall'età t del calcestruzzo;
- t è l'età del calcestruzzo in giorni;
- s è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento:
- = 0,20 per cementi di classi di resistenza CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R),
 - = 0,25 per cementi di classi di resistenza CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N),
 - = 0,38 per cementi di classe di resistenza CEM 32,5 N (Classe S).
- Nota $\exp\{ \}$ ha lo stesso significato di $e^{()}$.
- Se il calcestruzzo non è conforme alle specifiche richieste per la resistenza a compressione a 28 d, l'utilizzo delle espressioni (3.1) e (3.2) non è appropriato.
- Si raccomanda di non utilizzare il presente punto in modo retroattivo allo scopo di giustificare una resistenza di riferimento non conforme attraverso un aumento a posteriori della resistenza.
- Per situazioni in cui l'elemento è soggetto a maturazione a vapore vedere punto 10.3.1.1 (3).

(7)P La resistenza a trazione è riferita alla più alta tensione raggiunta in condizioni di trazione assiale. Per la resistenza a trazione per flessione si raccomanda di fare riferimento al punto 3.1.8 (1).

(8) Se la resistenza a trazione è determinata come resistenza a trazione per spacco, $f_{ct,sp}$, si può ottenere un valore approssimato della resistenza a trazione assiale, f_{ct} , mediante:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

(9) Lo sviluppo della resistenza a trazione nel tempo è fortemente influenzato dalle condizioni di maturazione e di essiccamento, nonché dalle dimensioni degli elementi strutturali. In prima approssimazione si può assumere che la resistenza a trazione $f_{ctm}(t)$ sia uguale a:

$$f_{ctm}(t) = [\beta_{cc}(t)]^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

dove:

$\beta_{cc}(t)$ è dato dall'espressione (3.2) e

$\alpha = 1$ per $t < 28$

$\alpha = 2/3$ per $t \geq 28$. I valori di f_{ctm} sono forniti nel prospetto 3.1.

Nota Se lo sviluppo della resistenza a trazione nel tempo è importante si raccomanda l'esecuzione di prove che tengano in considerazione le condizioni di esposizione e le dimensioni dell'elemento strutturale.

3.1.3

Deformazione elastica

(1) Le deformazioni elastiche del calcestruzzo dipendono in larga parte dalla sua composizione (in particolar modo dagli aggregati). Si raccomanda che i valori dati nella presente norma siano considerati come indicativi per le applicazioni generali. Tuttavia, si raccomanda che siano determinati in modo specifico nei casi in cui sia probabile che la struttura sia sensibile agli scostamenti da questi valori generali.

(2) Il modulo di elasticità di un calcestruzzo è funzione dei moduli di elasticità dei suoi componenti. Valori approssimati del modulo di elasticità E_{cm} (valore secante tra $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$), per calcestruzzi con aggregati di quarzite, sono dati nel prospetto 3.1. Si raccomanda che il valore sia ridotto del 10% e del 30% rispettivamente per aggregati calcarei e per aggregati di arenaria. Per aggregati di basalto si raccomanda che il valore sia aumentato del 20%.

Nota L'appendice nazionale di uno Stato può fare riferimento a informazioni complementari non contraddittorie.

prospetto 3.1 Caratteristiche di resistenza e di deformazione del calcestruzzo

Classi di resistenza dei calcestruzzi															Relazione analitica/Spiegazione
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ frattile 5%
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ frattile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	vedere figura 3.2 $\varepsilon_{c1} \text{ (‰)} = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5														vedere figura 3.2 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu1} \text{ (‰)} = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0														vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} \text{ (‰)} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5														vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu2} \text{ (‰)} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0														per $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75														vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{c2} \text{ (‰)} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5														vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\varepsilon_{cu3} \text{ (‰)} = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

- (3) La variazione del modulo di elasticità nel tempo si può stimare con la relazione:

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}]^{0,3} E_{cm} \quad (3.5)$$

dove

$E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ sono i valori all'età di t giorni e E_{cm} e f_{cm} sono i valori determinati all'età di 28 d. La relazione fra $f_{cm}(t)$ e f_{cm} è data dall'espressione (3.1).

- (4) Il coefficiente di Poisson si può considerare uguale a 0,2 per calcestruzzo non fessurato e uguale a 0 per calcestruzzo fessurato.
- (5) A meno che non siano disponibili informazioni più accurate, il coefficiente di dilatazione termica lineare si può considerare uguale a $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.1.4

Viscosità e ritiro

- (1)P La viscosità e il ritiro del calcestruzzo dipendono dall'umidità dell'ambiente, dalle dimensioni dell'elemento e dalla composizione del calcestruzzo. La viscosità è inoltre influenzata dalla maturazione del calcestruzzo al momento della prima applicazione del carico e dipende dalla durata e dall'entità del carico.
- (2) Il coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$ è in relazione con il modulo tangente, E_c , che si può assumere pari a $1,05 E_{cm}$. Se non è richiesta una grande accuratezza, il valore ricavato dalla figura 3.1 può essere considerato il coefficiente di viscosità, a condizione che il calcestruzzo non sia soggetto a una tensione di compressione maggiore di $0,45 f_{ck}(t_0)$ al tempo t_0 , età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

Nota Per maggiori informazioni, ivi incluso lo sviluppo della viscosità nel tempo, si può utilizzare l'appendice B.

- (3) La deformazione viscosa del calcestruzzo $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ al tempo $t = \infty$ per una tensione di compressione costante σ_c applicata all'età t_0 del calcestruzzo, è data da:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) (\sigma_c / E_c) \quad (3.6)$$

- (4) Se la tensione di compressione del calcestruzzo al tempo t_0 supera il valore $0,45 f_{ck}(t_0)$, allora si raccomanda di tener conto della viscosità non lineare. Una tensione così alta può risultare dalla precompressione, per esempio in elementi prefabbricati di calcestruzzo al livello del cavo di precompressione. In questi casi si raccomanda che il coefficiente teorico di viscosità non lineare sia ottenuto come segue:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp [1,5 (k_\sigma - 0,45)] \quad (3.7)$$

dove:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ è il coefficiente teorico di viscosità non lineare, che sostituisce $\varphi(\infty, t_0)$;

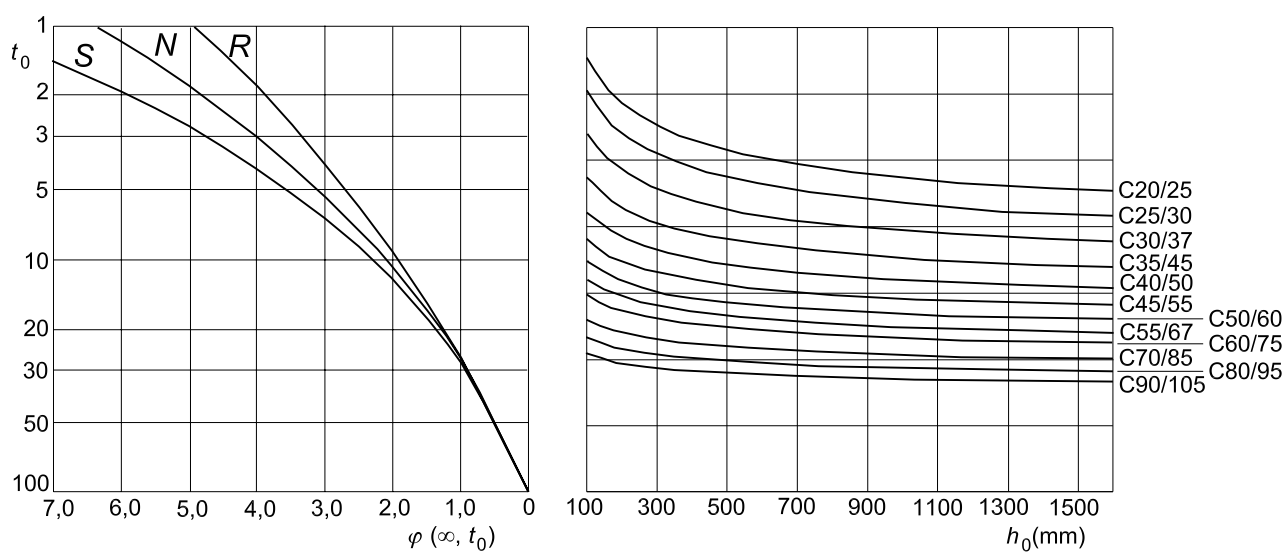
k_σ è il rapporto tensioni-resistenza $\sigma_c / f_{ck}(t_0)$, dove σ_c è la tensione di compressione e $f_{ck}(t_0)$ è il valore medio della tensione di compressione sul calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico.

figura 3.1

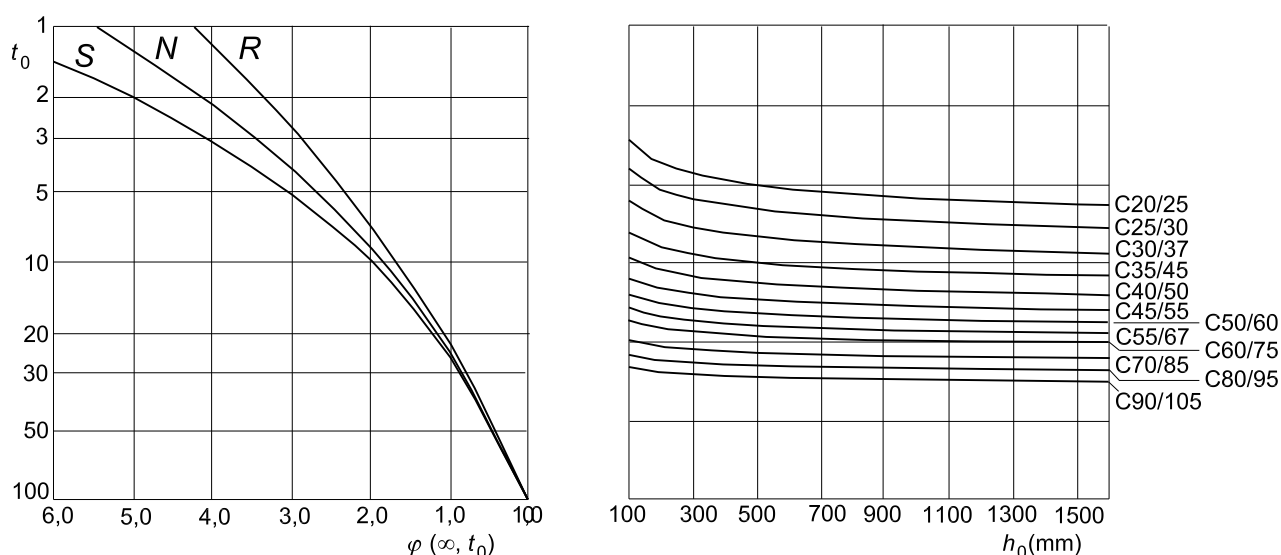
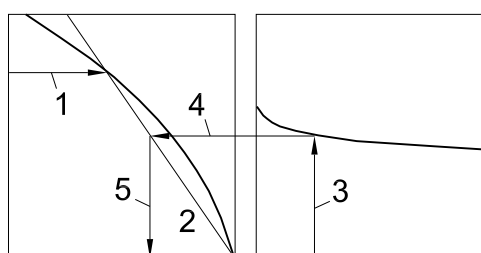
Metodo per determinare il coefficiente di viscosità $\varphi(\infty, t_0)$ di calcestruzzi in condizioni ambientali normali

Legenda

- a) Condizioni interne - RH = 50%
- b) Condizioni esterne - RH = 80%



a)



b)

Nota:

- il punto d'intersezione tra le linee 4 e 5 può anche essere al di sopra del punto 1.
- per $t_0 > 100$ è sufficientemente accurato assumere $t_0 = 100$ (e utilizzare la linea tangente).

- (5) I valori dati nella figura 3.1 sono validi per temperature ambientali comprese tra -40 °C e +40 °C e per umidità relativa media compresa tra RH = 40% e RH = 100%. Si utilizzano i seguenti simboli:

$\varphi(\infty, t_0)$ è il coefficiente finale di viscosità;

t_0 è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento dell'applicazione del carico;

h_0 è la dimensione convenzionale = $2A_c/u$, dove A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo e u è il perimetro della parte esposta a essicca-

S è Classe S, secondo il punto 3.1.2 (6);

N è Classe N, secondo il punto 3.1.2 (6);

R è Classe R, secondo il punto 3.1.2 (6).

- (6) La deformazione totale da ritiro è formata da due componenti, la deformazione da ritiro per essiccaamento e la deformazione da ritiro autogeno.

La deformazione da ritiro per essiccaamento si sviluppa lentamente, dal momento che è funzione della migrazione dell'acqua attraverso il calcestruzzo indurito.

La deformazione da ritiro autogeno si sviluppa durante l'indurimento del calcestruzzo: la maggior parte si sviluppa quindi nei primi giorni successivi al getto.

Il ritiro autogeno è una funzione lineare della resistenza del calcestruzzo. Esso si considera specificatamente quando un calcestruzzo fresco è gettato contro un calcestruzzo già indurito. Perciò i valori della deformazione totale da ritiro ε_{cs} discendono da

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.8)$$

dove:

ε_{cs} è la deformazione totale da ritiro;

ε_{cd} è la deformazione da ritiro per essiccaamento;

ε_{ca} è la deformazione da ritiro autogeno.

Il valore finale della deformazione da ritiro per essiccaamento, $\varepsilon_{cd,\infty}$ è uguale a $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. $\varepsilon_{cd,0}$ può essere ottenuto dal prospetto 3.2 (valori medi attesi, con un coefficiente di variazione attorno al 30%).

Nota La formula per $\varepsilon_{cd,0}$ è data nell'appendice B.

prospetto 3.2

Valori nominali del ritiro (in %) per essiccaamento non contrastato $\varepsilon_{cd,0}$ del calcestruzzo con cemento CEM classe N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Lo sviluppo del ritiro per essiccaamento nel tempo è regolato dalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9)$$

dove:

k_h è un coefficiente che dipende dalla dimensione convenzionale h_0 secondo il prospetto 3.3.

prospetto 3.3

Valori di k_h nell'espressione (3.9)

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10)$$

dove:

t è l'età del calcestruzzo, espressa in giorni, al momento considerato;

t_s è l'età del calcestruzzo (in giorni) all'inizio del ritiro per essiccamento (o rigonfiamento). Generalmente questo avviene alla fine della maturazione;

h_0 è la dimensione convenzionale (in millimetri) della sezione trasversale
 $= 2A_c/u$.

dove:

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.11)$$

dove:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) 10^{-6} \quad (3.12)$$

e

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}) \quad (3.13)$$

con t espresso in giorni.

3.1.5

Relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale non lineare

- (1) La relazione tra σ_c e ε_c mostrata nella figura 3.2 (tensione di compressione e deformazione di accorciamento rappresentate come valori assoluti) per condizioni di carico monoassiali a breve termine è descritta dall'espressione (3.14):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (3.14)$$

dove:

$\eta = \varepsilon_c/\varepsilon_{c1}$;

ε_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione, secondo il prospetto 3.1;

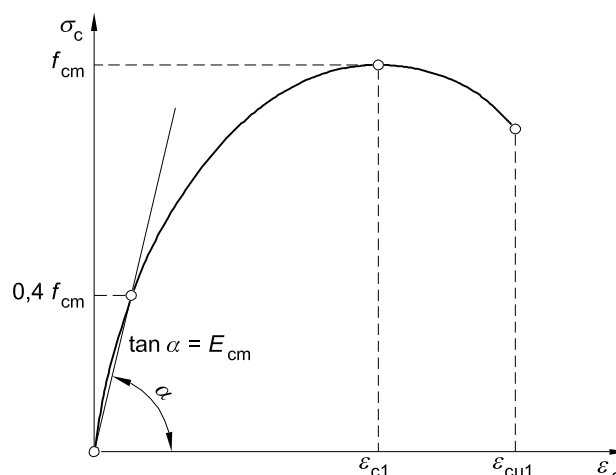
$k = 1,05 E_{cm} \times |\varepsilon_{c1}|/f_{cm}$ (f_{ck} secondo il prospetto 3.1).

L'espressione (3.14) è valida per $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ dove ε_{cu1} è la deformazione nominale ultima.

- (2) È possibile applicare altre relazioni idealizzate tensioni-deformazioni, se queste rappresentano adeguatamente il comportamento del calcestruzzo in questione.

figura 3.2

Rappresentazione schematica della relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturale (l'utilizzo di $0,4 f_{cm}$ per la definizione di E_{cm} è approssimato)



3.1.6

Resistenze di progetto a compressione e a trazione

(1)P Il valore della resistenza a compressione di progetto è definito come

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.15)$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo, vedere punto 2.4.2.4, e

α_{cc} è il coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a compressione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato.

Nota Il valore di α_{cc} da adottare in uno Stato deve di regola essere compreso tra 0,8 e 1,0 e si può reperire nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1.

(2)P Il valore della resistenza a trazione di progetto, f_{ctd} , è definito come

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (3.16)$$

dove:

γ_c è il coefficiente di sicurezza parziale per calcestruzzo, vedere punto 2.4.2.4, e

α_{ct} è un coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine sulla resistenza a trazione e degli effetti sfavorevoli risultanti dal modo in cui il carico è applicato.

Nota Il valore di α_{ct} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

3.1.7

Relazioni tensioni-deformazioni per la progettazione delle sezioni trasversali

(1) Per la progettazione delle sezioni trasversali, si possono utilizzare le seguenti relazioni tensioni-deformazioni, rappresentate in figura 3.3 (deformazione a compressione rappresentata come positiva):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{per} \quad 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{per} \quad \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \quad (3.18)$$

dove:

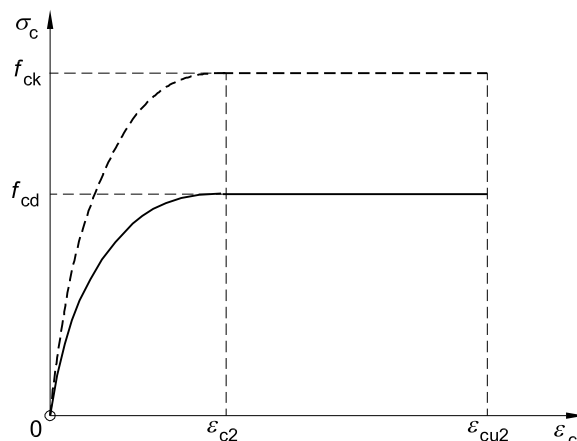
n è l'esponente secondo il prospetto 3.1;

ϵ_{c2} è la deformazione al raggiungimento della massima tensione, secondo il prospetto 3.1;

ϵ_{cu2} è la deformazione ultima, secondo il prospetto 3.1.

figura 3.3

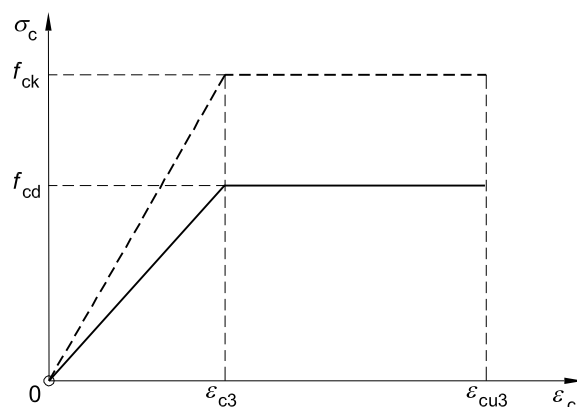
Diagramma parabola-rettangolo per calcestruzzo compresso



- (2) Altre relazioni tensioni-deformazioni semplificate possono essere utilizzate se sono equivalenti o più conservative rispetto a quella definita in (1), per esempio bi-lineari come mostrato nella figura 3.4 (tensione di compressione e deformazione di accorciamento assunte in valore assoluto) con valori di ϵ_{c3} e ϵ_{cu3} secondo il prospetto 3.1.

figura 3.4

Relazione bilineare tensioni-deformazioni



- (3) Si può ipotizzare una distribuzione rettangolare di tensioni (come mostrato nella figura 3.5). Il coefficiente λ , che definisce l'altezza efficace della zona di compressione e il coefficiente η , che definisce la resistenza effettiva, si deducono da:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.20)$$

e

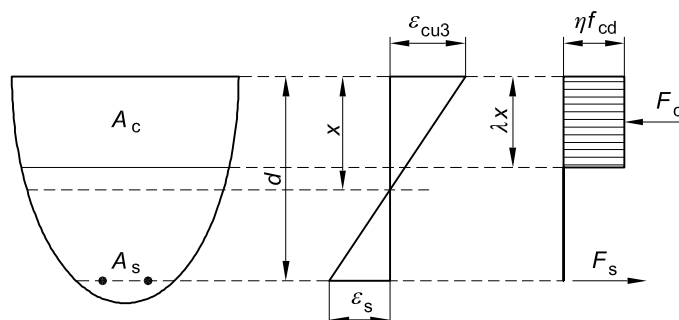
$$\eta = 1,0 \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (3.21)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad \text{per } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (3.22)$$

Nota

Se la larghezza della zona di compressione decresce nella direzione della fibra più compressa, si raccomanda di ridurre del 10% il valore ηf_{cd} .

figura 3.5 Distribuzione rettangolare di tensioni



3.1.8

Resistenza a trazione per flessione

- (1) La resistenza media a trazione per flessione degli elementi di calcestruzzo armato dipende dalla resistenza media a trazione assiale e dall'altezza della sezione trasversale. Si può utilizzare la relazione seguente:

$$f_{ctm,fl} = \max [(1,6 - h/1\,000) f_{ctm} ; f_{ctm}] \quad (3.23)$$

dove:

h è l'altezza totale dell'elemento, in millimetri;

f_{ctm} è la resistenza media a trazione assiale in base al prospetto 3.1.

La relazione data nell'espressione (3.23) si applica anche ai valori di resistenza caratteristica a trazione.

3.1.9

Calcestruzzo confinato

- (1) Il confinamento del calcestruzzo conduce ad una modificazione della relazione efficace tensioni-deformazioni: si raggiungono una maggiore resistenza e deformazioni critiche più alte. Le altre caratteristiche di base del materiale possono essere considerate inalterate ai fini del calcolo.
- (2) In assenza di dati più precisi, si può utilizzare la relazione tensioni-deformazioni mostrata nella figura 3.6 (dove la deformazione per compressione è assunta positiva), con resistenza caratteristica e deformazioni aumentate secondo:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad (3.24)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ per } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad (3.25)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (3.27)$$

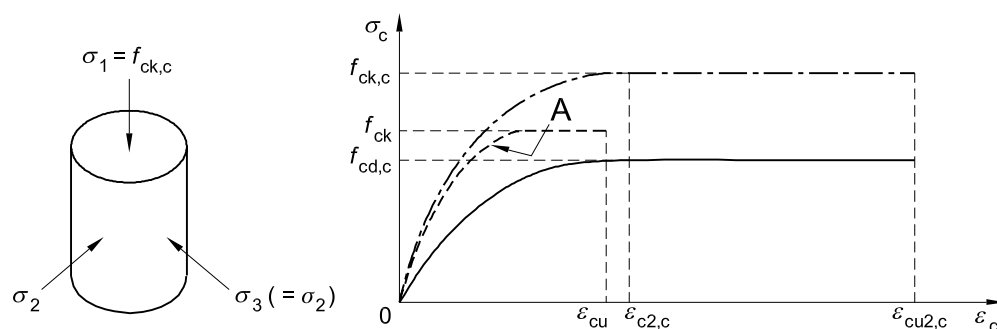
dove σ_2 ($= \sigma_3$) è la tensione di compressione laterale efficace allo SLU dovuta al confinamento e ε_{c2} e ε_{cu2} seguono dal prospetto 3.1. Il confinamento può essere generato da staffe ben chiuse o da tiranti passanti attraverso il calcestruzzo, che raggiungono la condizione plastica a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo.

figura 3.6

Relazione tensioni-deformazioni per calcestruzzo confinato

Legenda

A Non confinato



3.2

Acciai per armature ordinarie

3.2.1

Generalità

- (1)P I punti seguenti danno principi e regole per armature ordinarie sotto forma di barre, fili in rotoli, reti saldate e tralicci. Non si applicano a barre rivestite.
- (2)P I requisiti per le proprietà delle armature ordinarie sono riferiti al materiale messo in opera nel calcestruzzo indurito. Se le operazioni in cantiere possono influenzare le proprietà dell'armatura, allora queste proprietà devono essere verificate dopo queste operazioni.
- (3)P Se si impiegano tipi di acciaio, che non siano in accordo con la EN 10080, le loro proprietà devono essere verificate in conformità ai punti da 3.2.2 a 3.2.6 e l'appendice C.
- (4)P Le proprietà richieste per gli acciai d'armatura ordinaria devono essere verificate con le procedure di prova in conformità alla EN 10080.

Nota La EN 10080 fa riferimento ad una tensione di snervamento, R_e , che è in relazione con i valori caratteristici, minimo e massimo, basati su un livello qualitativo di produzione a lungo termine. Per contro f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento basata soltanto sull'armatura utilizzata in una particolare struttura. Non v'è relazione diretta tra f_{yk} e la caratteristica R_e . Tuttavia i metodi di valutazione e verifica della tensione di snervamento dati nella EN 10080 forniscono un controllo sufficiente per ottenere f_{yk} .

- (5) Le regole d'applicazione relative ai tralicci (vedere la EN 10080 per le definizioni) si applicano soltanto a quelli realizzati con barre nervate. I tralicci realizzati con altri tipi di armature possono essere contenuti in uno specifico Benessere Tecnico Europeo.

3.2.2

Proprietà

- (1)P Il comportamento degli acciai da armatura ordinaria è definito dalle seguenti proprietà:
 - tensione di snervamento (f_{yk} oppure $f_{0,2k}$);
 - tensione massima effettiva di snervamento ($f_{y,max}$);
 - tensione di rottura (f_t);
 - duttilità (ϵ_{uk} e f_t/f_{yk});
 - piegabilità;
 - caratteristiche di aderenza (f_R : vedere appendice C);
 - dimensioni e tolleranze delle sezioni;
 - resistenza a fatica;
 - saldabilità;
 - resistenza a taglio e resistenza delle saldature di reti saldate e tralicci.

- (2)P Il presente Eurocodice si riferisce a barre di armatura ordinaria ad aderenza migliorata e saldabili, incluse le reti. I metodi di saldatura ammessi sono descritti nel prospetto 3.4.
- Nota 1 Le proprietà delle barre di armatura ordinaria necessarie per l'utilizzo con il presente Eurocodice sono fornite nell'appendice C.
- Nota 2 Le proprietà e le regole per l'utilizzo di barre indentate in prodotti prefabbricati di calcestruzzo si possono trovare nella norma di prodotto corrispondente.
- (3)P Le regole applicative per la progettazione e i dettagli costruttivi date nel presente Eurocodice sono valide per una gamma definita di tensioni di snervamento f_{yk} = da 400 MPa a 600 MPa.
- Nota Il limite superiore di f_{yk} in questa gamma per l'utilizzo in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale.
- (4)P Le caratteristiche di superficie delle barre ad aderenza migliorata devono essere tali da assicurare adeguata aderenza al calcestruzzo.
- (5) Si può ritenere che l'aderenza sia adeguata quando sono rispettate le prescrizioni relative all'indice di aderenza, f_R .
- Nota I valori minimi dell'indice di aderenza f_R sono dati nell'appendice C.
- (6)P Le barre di armatura ordinaria devono presentare un'adeguata piegabilità, in modo da consentire l'utilizzo dei diametri minimi dei mandrini specificati nel prospetto 8.1 e in modo da permettere l'esecuzione della ripiegatura.
- Nota Per i requisiti relativi a piegatura e ripiegatura, vedere l'appendice C.

3.2.3

Resistenza

- (1)P La tensione di snervamento f_{yk} (o la tensione allo 0,2% $f_{0,2k}$) e la tensione di rottura f_{tk} sono definite rispettivamente come i valori caratteristici del carico di snervamento e del massimo carico in trazione, ciascuno diviso per l'area nominale della sezione trasversale.

3.2.4

Caratteristiche di duttilità

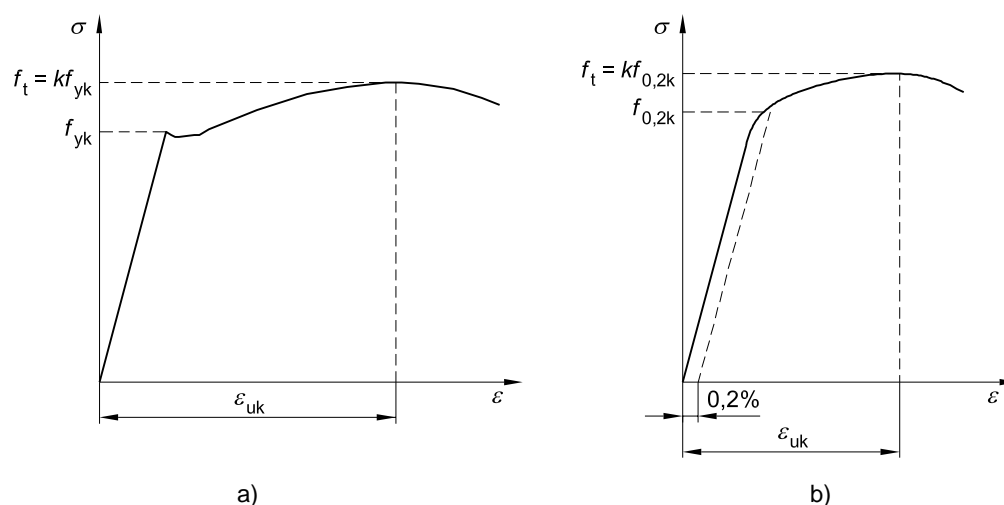
- (1)P Le barre di armatura ordinaria devono presentare adeguata duttilità, definita dal rapporto fra la tensione di rottura e la tensione di snervamento $(f_t/f_y)_k$ e dalla deformazione sotto il carico massimo, ϵ_{uk} .
- (2) La figura 3.7 mostra le curve tensioni-deformazioni rispettivamente per acciai tipici laminati a caldo e per acciai lavorati a freddo.
- Nota I valori di $k = (f_t/f_y)_k$ e ϵ_{uk} per le classi A, B e C sono forniti nell'appendice C.

figura 3.7

Diagrammi tensioni-deformazioni di tipici acciai per armatura ordinaria (valori assoluti per tensioni e deformazioni)

Legenda

- a) Acciai laminati a caldo
- b) Acciai lavorati a freddo



3.2.5

Saldature

(1)P I processi di saldatura per barre da armatura ordinaria devono essere in accordo con il prospetto 3.4 e la saldabilità deve essere in accordo con la EN 10080.

prospetto 3.4

Procedimenti di saldatura ammessi ed esempi applicativi

Caso di carico	Metodo di saldatura	Barre in trazione ¹⁾	Barre in compressione ¹⁾
Prevalentemente statico [vedere punto 6.8.1 (2)]	saldatura per contatto	giunto di testa	
	saldatura manuale ad arco e saldatura ad arco sommerso	giunto di testa con $\phi \geq 20$ mm, manicotto, per sovrapposizione, giunti a croce ³⁾ , giunto con altri elementi di acciaio	
	saldatura ad arco sotto gas di protezione ²⁾	manicotto, per sovrapposizione, giunti a croce ³⁾ e giunto con altri elementi di acciaio	
		-	giunto di testa con $\phi \geq 20$ mm
	saldatura ad attrito	giunto di testa, giunto con altri elementi di acciaio	
	saldatura per punti	giunto per sovrapposizione, ⁴⁾ giunto a croce ^{2) 4)}	
Non prevalentemente statico [vedere punto 6.8.1 (2)]	saldatura per contatto	giunto di testa	
	saldatura manuale ad arco	-	giunto di testa $\phi \geq 14$ mm
	saldatura ad arco sotto gas di protezione ²⁾	-	giunto di testa con $\phi \geq 14$ mm
	saldatura per punti	giunto per sovrapposizione ⁴⁾ giunto a croce ^{2) 4)}	

Note:
1) Si possono saldare insieme soltanto barre che abbiano approssimativamente lo stesso diametro nominale.
2) Rapporto ammissibile di diametri misti di barre $\geq 0,57$.
3) Per giunti portanti $\phi \leq 16$ mm.
4) Per giunti portanti $\phi \leq 28$ mm.

(2)P Tutte le saldature di barre d'armatura ordinaria devono essere eseguite in accordo con la EN ISO 17660.

(3)P La resistenza delle unioni saldate per tutta la lunghezza di ancoraggio delle reti saldate deve essere sufficiente per resistere alle forze di progetto.

- (4) Si può ritenere che la resistenza delle unioni saldate delle reti saldate sia adeguata se ogni unione saldata può sopportare una forza di taglio non minore del 25% di una forza equivalente al prodotto della prescritta tensione caratteristica di snervamento per la superficie nominale della sezione trasversale. Si raccomanda di basare questa forza sull'area del filo maggiore se i due fili sono diversi.

3.2.6

Fatica

- (1)P Se è richiesta resistenza a fatica, essa deve essere verificata in accordo con la EN 10080.

Nota Informazioni sono fornite nell'appendice C.

3.2.7

Ipotesi di progetto

- (1) Si raccomanda di basare la progettazione sulla sezione trasversale nominale della barra di armatura e sui valori di progetto derivanti dai valori caratteristici dati nel punto 3.2.2.
- (2) Per la normale progettazione si può assumere uno dei seguenti modelli (vedere figura 3.8):
- Un ramo superiore inclinato con un limite di deformazione pari a ε_{ud} e una tensione massima pari a kf_{yk}/γ_s a ε_{uk} dove $k = (f_t/f_y)_k$.
 - Un ramo superiore orizzontale senza la necessità di verificare il limite di deformazione.

Nota 1 Il valore di ε_{ud} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,9 ε_{uk} .

Nota 2 Il valore di $(f_t/f_y)_k$ è dato nell'appendice C.

figura 3.8

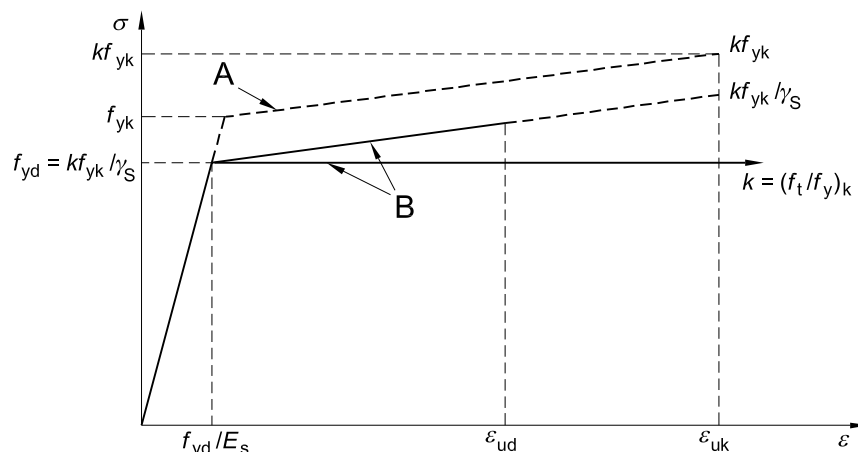
Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzati e di progetto per acciai da armature ordinarie (tese e compresse)

Legenda

$$k = (f_t/f_y)_k$$

A Idealizzato

B Calcolo



- (3) Il valore medio della massa volumica può essere assunto pari a 7 850 kg/m³.
- (4) Il valore di progetto del modulo di elasticità, E_s , può essere assunto pari a 200 GPa.

3.3 Acciai da precompressione

3.3.1 Generalità

- (1)P Il presente punto si riferisce a fili, barre e trefoli utilizzati come armature da precompressione in strutture di calcestruzzo.
- (2)P Le armature da precompressione devono presentare una sensibilità alla corrosione sotto tensione accettabilmente bassa.
- (3) Il livello di sensibilità alla corrosione sotto tensione può essere ritenuto accettabilmente basso se le armature da precompressione sono conformi ai criteri specificati nella EN 10138 o contenuti in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (4) I requisiti per le proprietà delle armature da precompressione si riferiscono al materiale messo in opera nella sua posizione finale nella struttura. Se i metodi di produzione, prova e attestazione di conformità per le armature da precompressione sono in accordo con la EN 10138 o sono forniti in un appropriato Benestare Tecnico Europeo, si può ritenere che i requisiti del presente Eurocodice siano soddisfatti.
- (5)P Per acciai conformi al presente Eurocodice, la resistenza a trazione, la tensione allo 0,1% e la deformazione sotto carico massimo sono specificati in termini di valori caratteristici; questi valori sono denominati rispettivamente f_{pk} , $f_{p0,1k}$ e ϵ_{uk} .

Nota La EN 10138 fa riferimento a valori caratteristici, minimi e massimi, basati sul livello di qualità della produzione a lungo termine. Per contro $f_{p0,1k}$ e f_{pk} sono la tensione caratteristica alla deformazione residua e la resistenza a trazione basate soltanto sullo specifico acciaio da precompressione richiesto per la struttura. Non c'è relazione diretta tra le due serie di valori. In ogni caso, i valori caratteristici della forza $F_{p0,1k}$ allo 0,1%, divisi per l'area S_n della sezione trasversale, forniti nella EN 10138 insieme con i relativi metodi di valutazione e verifica costituiscono un controllo sufficiente per ottenere il valore di $f_{p0,1k}$.

- (6) Se si utilizzano altri tipi di acciaio, che non sono in accordo con la EN 10138, le loro proprietà possono essere fornite da uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (7)P Ogni prodotto deve essere chiaramente identificabile secondo il sistema di classificazione specificato nel punto 3.3.2 (2)P.
- (8)P Le armature di precompressione devono essere classificate ai fini del rilassamento, secondo quanto descritto nel punto 3.3.2 (4)P o in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (9)P Ogni quantitativo consegnato deve essere accompagnato da un certificato contenente tutte le informazioni necessarie per la sua identificazione con riferimento alle proprietà indicate da (i) a (iv) nel punto 3.3.2 (2)P, e ad informazioni aggiuntive se necessarie.
- (10)P Nei fili e nelle barre non devono esserci saldature. Fili o trefoli individuali possono contenere saldature sfalsate soltanto se realizzate prima della trafilatura a freddo.
- (11)P Per le armature da precompressione in rotoli, dopo aver srotolato un tratto di filo o trefolo, la massima freccia deve essere conforme alla EN 10138, a meno che non sia contenuta in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.3.2 Proprietà

- (1)P Le proprietà degli acciai da precompressione sono fornite nelle parti da 2 a 4 della EN 10138 o in un Benestare Tecnico Europeo.
- (2)P Le armature da precompressione (fili, trefoli e barre) devono essere classificate secondo le seguenti proprietà:
- (i) Resistenza, individuata dal valore della tensione allo 0,1% di deformazione residua ($f_{p0,1k}$) e dal valore del rapporto tra resistenza a trazione e tensione allo 0,1% di deformazione residua ($f_{pk}/f_{p0,1k}$) e dalla deformazione sotto carico massimo (ϵ_{uk}).
 - (ii) Classe, indicante il comportamento a rilassamento.
 - (iii) Dimensione.
 - (iv) Caratteristiche superficiali.

- (3)P La massa reale delle armature da precompressione non deve differire dalla massa nominale più dei limiti specificati nella EN 10138 o in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (4)P Nel presente Eurocodice sono definite tre classi di rilassamento:
- Classe 1: fili o trefoli, rilassamento ordinario;
 - Classe 2: fili o trefoli, basso rilassamento;
 - Classe 3: barre laminate e lavorate a caldo.

Nota La Classe 1 non è trattata nella EN 10138.

- (5) Si raccomanda di basare i calcoli di progetto per le perdite dovute al rilassamento dell'acciaio da precompressione sul valore $\rho_{1\ 000}$, della perdita per rilassamento (in percentuale) ad un tempo di 1 000 h dopo la messa in tensione e ad una temperatura media di 20 °C (vedere EN 10138 per la definizione della prova isoterma di rilassamento).

Nota Il valore di $\rho_{1\ 000}$ è espresso come una percentuale della tensione iniziale ed è ottenuto per una tensione iniziale uguale a $0,7f_p$, dove f_p è la resistenza a trazione reale dei campioni di acciaio da precompressione. Per i calcoli di progetto si utilizza la resistenza caratteristica a trazione (f_{pk}) e di questo si è tenuto conto nelle espressioni seguenti.

- (6) I valori di $\rho_{1\ 000}$ possono essere assunti pari all'8% per la Classe 1, al 2,5% per la Classe 2 e al 4% per la Classe 3, oppure possono essere presi dal certificato.
- (7) La perdita per rilassamento si può ottenere dai certificati di prova del produttore o può essere definita come il rapporto, in percentuale, della variazione della tensione di precompressione sulla tensione di precompressione iniziale, determinato applicando una delle espressioni qui sotto riportate. Le espressioni (3.28) e (3.29) si applicano rispettivamente a fili e a trefoli da precompressione ordinaria e a basso rilassamento, mentre l'espressione (3.30) si applica alle barre laminate e lavorate a caldo.

$$\text{Classe 1 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \rho_{1\ 000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.28)$$

$$\text{Classe 2 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \rho_{1\ 000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.29)$$

$$\text{Classe 3 } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \rho_{1\ 000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1\ 000} \right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.30)$$

dove:

$\Delta\sigma_{pr}$ è il valore assoluto delle perdite per rilassamento;

σ_{pi} per le armature post-tese σ_{pi} è il valore assoluto della tensione iniziale $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$ [vedere anche punto 5.10.3 (2)].

Per le armature pre-tese σ_{pi} è la massima tensione di trazione applicata al cavo meno le perdite immediate che si verificano durante il procedimento di messa in tensione, vedere comma (i) del punto 5.10.4(1);

t è il tempo dopo la messa in tensione (in ore);

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$, dove f_{pk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'acciaio da precompressione;

$\rho_{1\ 000}$ è il valore della perdita per rilassamento (in percentuale) a 1 000 h dopo la messa in tensione e a una temperatura media di 20 °C.

Nota Se le perdite per rilassamento sono calcolate per diversi intervalli di tempo (fasi) ed è necessaria una maggiore accuratezza, si raccomanda di fare riferimento all'appendice D.

- (8) I valori a lungo termine (finali) delle perdite per rilassamento possono essere stimati per un tempo t uguale a 500 000 h (cioè approssimativamente 57 anni).

- (9) Le perdite per rilassamento sono molto sensibili alla temperatura dell'acciaio. Se è applicato un trattamento termico (per esempio con vapore), si applica quanto previsto nel punto 10.3.2.1. Altrimenti, se la temperatura è maggiore di 50 °C, si raccomanda di verificare le perdite per rilassamento.

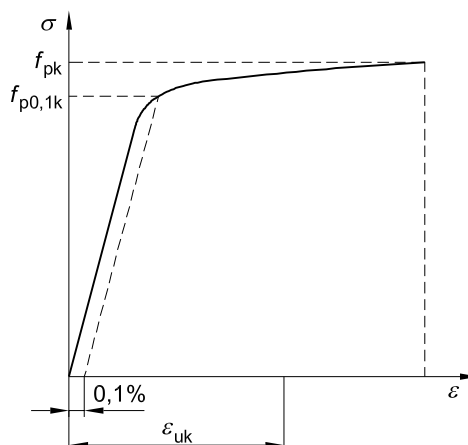
3.3.3

Resistenza

- (1)P La tensione allo 0,1% ($f_{p0,1k}$) di deformazione residua e il valore specificato della resistenza a trazione (f_{pk}) sono definiti come i valori caratteristici rispettivamente del carico allo 0,1% di deformazione residua e del massimo carico di trazione assiale, divisi per l'area nominale della sezione trasversale come illustrato nella figura 3.9.

figura 3.9

Diagramma tensioni-deformazioni per acciai tipici da precompressione (la tensione di trazione e la deformazione sono assunte in valore assoluto)



3.3.4

Caratteristiche di duttilità

- (1)P Le armature per precompressione devono presentare un'adeguata duttilità, come specificato nella EN 10138.
- (2) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità all'allungamento quando le armature da precompressione raggiungono il valore dell'allungamento sotto il carico massimo riportato nella EN 10138.
- (3) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità al piegamento quando le armature da precompressione soddisfano i requisiti di piegabilità della EN ISO 15630.
- (4) Diagrammi tensioni-deformazioni per armature da precompressione, basati su dati di produzione, devono essere preparati e resi disponibili dal produttore come appendici al certificato che accompagna la consegna [vedere punto 3.3.1 (9)P].
- (5) Si può ritenere che vi sia un'adeguata duttilità in trazione nelle armature da precompressione quando $f_{pk} / f_{p0,1k} \geq k$.

Nota

Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,1.

3.3.5

Fatica

- (1)P Le armature da precompressione devono presentare un'adeguata resistenza a fatica.
- (2)P L'intervallo di tensione a fatica per armature da precompressione deve essere in accordo con la EN 10138 oppure fornito in uno specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.3.6

Ipotesi di progetto

- (1)P L'analisi strutturale si esegue sulla base della sezione trasversale nominale dell'acciaio da precompressione e dei valori caratteristici $f_{p0,1k}$, f_{pk} e ε_{uk} .
- (2) Il valore di progetto del modulo di elasticità E_p può essere assunto uguale a 205 GPa per fili e barre. Il valore effettivo può variare in un intervallo tra 195 GPa e 210 GPa, a seconda del processo produttivo. Si raccomanda che i certificati che accompagnano la partita riportino il valore appropriato.
- (3) Il valore di progetto del modulo di elasticità E_p può essere assunto uguale a 195 GPa per trefoli. Il valore effettivo può variare in un intervallo tra 185 GPa e 205 GPa, a seconda del processo produttivo. Si raccomanda che i certificati che accompagnano la partita riportino il valore pertinente.
- (4) La massa volumica media delle armature per precompressione ai fini del progetto può essere generalmente assunta pari a 7 850 kg/m³.
- (5) I valori sopra specificati possono essere ritenuti validi in un intervallo di temperature compreso tra -40 °C e +100 °C per acciai da precompressione nella struttura finita.
- (6) Il valore di progetto della tensione dell'acciaio, f_{pd} , è assunto come $f_{p0,1k}/\gamma_s$ (vedere figura 3.10).
- (7) Ai fini del calcolo delle sezioni trasversali, si può assumere uno dei seguenti modelli (vedere figura 3.10):
 - un ramo inclinato, con limite di deformazione pari a ε_{ud} . Il progetto può anche essere basato sulla relazione tensioni/deformazioni effettiva, nel caso in cui questa sia nota, con tensioni al di sopra del limite di elasticità ridotte in analogia alla figura 3.10, oppure
 - un ramo superiore orizzontale senza limite di deformazione.

Nota

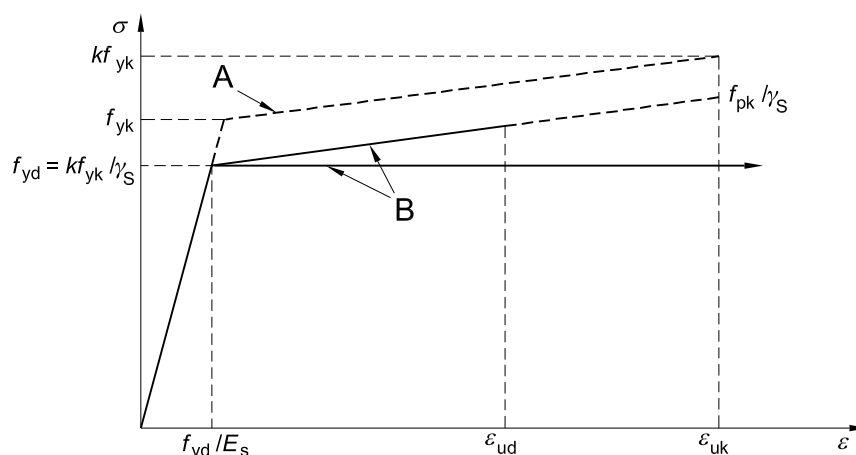
Il valore di ε_{ud} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,9\varepsilon_{uk}$. Se non sono noti valori più accurati, i valori raccomandati sono $\varepsilon_{ud} = 0,02$ e $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

figura 3.10

Diagrammi tensioni-deformazioni idealizzato e di progetto per acciai da precompressione (le tensioni di trazione e le deformazioni sono assunte in valore assoluto)

Legenda

- A Idealizzato
- B Calcolo



3.3.7

Armature da precompressione in guaine

- (1)P Le armature da precompressione in guaine (per esempio armature rese aderenti in condotti, armature non aderenti, ecc.) devono essere protette adeguatamente e permanentemente contro la corrosione (vedere punto 4.3).
- (2)P Le armature da precompressione in guaine devono essere adeguatamente protette contro gli effetti del fuoco (vedere EN 1992-1-2).

3.4 Dispositivi di precompressione

3.4.1 Ancoraggi e accoppiatori

3.4.1.1 Generalità

- (1)P Il punto 3.4.1 si riferisce ai dispositivi di ancoraggio (ancoraggi) e di giunzione (accoppiatori) da applicare alle strutture post-tese, dove:
- (i) gli ancoraggi sono utilizzati per trasmettere le forze delle armature di precompressione al calcestruzzo nelle zone di ancoraggio;
 - (ii) gli accoppiatori sono utilizzati per collegare tratti singoli di armature di precompressione al fine di ottenere armature continue.
- (2)P Gli ancoraggi e gli accoppiatori per il sistema di precompressione considerato devono essere in conformità allo specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (3)P I dettagli costruttivi delle zone di ancoraggio devono essere in accordo con i punti 5.10, 8.10.3 e 8.10.4.

3.4.1.2 Proprietà meccaniche

3.4.1.2.1 Armature ancorate

- (1)P I complessi armatura di precompressione - ancoraggio e i complessi armatura di precompressione - accoppiatore devono presentare resistenza, allungamento e caratteristiche di comportamento a fatica sufficienti a soddisfare i requisiti di progetto.
- (2) Ciò può essere assunto se:
- (i) La geometria e le caratteristiche dei materiali dell'ancoraggio e i componenti dell'accoppiatore sono in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo e sono tali da escludere un cedimento prematuro degli stessi.
 - (ii) La rottura dell'armatura non è provocata dalla connessione all'ancoraggio o all'accoppiatore.
 - (iii) L'allungamento a rottura del complesso è $\geq 2\%$.
 - (iv) I complessi armatura-ancoraggio non sono collocati in zone già molto sollecitate.
 - (v) Il comportamento a fatica di componenti degli ancoraggi o degli accoppiatori è in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo.

3.4.1.2.2 Dispositivi di ancoraggio e zone di ancoraggio

- (1)P Le resistenze dei dispositivi di ancoraggio e delle zone di ancoraggio devono essere tali da consentire il trasferimento della forza dell'armatura al calcestruzzo e da assicurare che la formazione di fessure nella zona di ancoraggio non riduca l'efficienza dell'ancoraggio.

3.4.2 Armature esterne non aderenti

3.4.2.1 Generalità

- (1)P Un'armatura esterna non aderente è un'armatura situata all'esterno della sezione di calcestruzzo ed è collegata alla struttura soltanto tramite ancoraggi e deviatori.
- (2)P Il sistema di post-tensionamento da utilizzare con le armature esterne deve essere conforme allo specifico Benestare Tecnico Europeo.
- (3) Si raccomanda che i dettagli costruttivi delle armature rispettino le regole descritte al punto 8.10.

3.4.2.2 Ancoraggi

- (1) Il raggio minimo di curvatura dell'armatura nella zona di ancoraggio per armature non aderenti dovrebbe essere indicato nello specifico Benestare Tecnico Europeo.

SEZIONE 4

DURABILITÀ E COPRIFERRI

4.1

Generalità

- (1)P Una struttura durevole deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali vedere anche la EN 1990).
- (2)P La protezione richiesta per la struttura deve essere stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (vedere EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.
- (3)P Deve essere presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano.

Nota Gli esempi includono le deformazioni dovute alla viscosità e al ritiro (vedere punto 2.3.2).

- (4) La protezione delle armature d'acciaio contro la corrosione dipende dalla massa volumica, dalla qualità e dallo spessore del copriferro di calcestruzzo (vedere punto 4.4) e dalla fessurazione (vedere punto 7.3). La massa volumica e la qualità del copriferro si ottengono controllando il massimo rapporto acqua/cemento e il minimo contenuto di cemento (vedere EN 206-1) e possono essere associate ad una classe di resistenza minima del calcestruzzo.

Nota Informazioni complementari sono date nell'appendice E.

- (5) Se è possibile ispezionare e sostituire gli attacchi metallici, è ammesso che questi siano utilizzati in parti esposte, previa applicazione di un rivestimento superficiale protettivo. In caso contrario, si raccomanda di utilizzare degli attacchi di materiale resistente alla corrosione.
- (6) In situazioni particolari (per esempio per strutture provvisorie o a carattere monumentale, strutture sottoposte ad azioni estreme o inusuali, ecc.) si raccomanda di considerare dei requisiti supplementari, oltre a quelli dati nella presente Sezione.

4.2

Condizioni ambientali

- (1)P Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta, in aggiunta alle azioni meccaniche.
- (2) Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1.
- (3) In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

attacco chimico, dovuto per esempio a:

- utilizzo dell'edificio o della struttura (stoccaggio di liquidi, ecc.),
- soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
- cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
- reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali);

attacco fisico, dovuto per esempio a:

- variazioni di temperatura,
- abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13)],
- penetrazione di acqua (EN 206-1).

prospetto 4.1

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Nota

La composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale. In questo caso, si dovrebbe adottare per f_{ctm} la resistenza più alta per il calcolo dell'armatura minima e per il controllo dell'apertura delle fessure (vedere punti 7.3.2 -7.3.4).

4.3 Requisiti di durabilità

- (1)P Per ottenere la vita utile di progetto richiesta per una struttura, devono essere prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.
- (2)P I requisiti di durabilità devono essere presi in conto quando si considerano:
- la concezione della struttura,
 - la scelta dei materiali,
 - i dettagli costruttivi,
 - l'esecuzione,
 - il controllo di qualità,
 - l'ispezione,
 - le verifiche,
 - particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

4.4 Metodi di verifica

4.4.1 Copriferro

4.4.1.1 Generalità

- (1)P Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo.
- (2)P Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{\min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3):

$$c_{\text{nom}} = c_{\min} + \Delta c_{\text{dev}} \quad (4.1)$$

4.4.1.2 Copriferro minimo, c_{\min}

- (1)P Un copriferro minimo, c_{\min} , deve essere assicurato al fine di garantire:
- la corretta trasmissione delle forze di aderenza (vedere anche le Sezioni 7 e 8);
 - la protezione dell'acciaio contro la corrosione (durabilità);
 - un'adeguata resistenza al fuoco (vedere EN 1992-1-2).
- (2)P Deve essere utilizzato il massimo valore di c_{\min} che soddisfi sia i requisiti relativi all'aderenza, sia quelli relativi alle condizioni ambientali.

$$c_{\min} = \max \{ c_{\min,b}; c_{\min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad (4.2)$$

dove:

$c_{\min,b}$ copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza, vedere punto 4.4.1.2 (3);

$c_{\min,dur}$ copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali, vedere punto 4.4.1.2 (5);

$\Delta c_{dur,\gamma}$ margine di sicurezza, vedere punto 4.4.1.2 (6);

$\Delta c_{dur,st}$ riduzione del copriferro minimo quando si utilizza acciaio inossidabile, vedere punto 4.4.1.2 (7);

$\Delta c_{dur,add}$ riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva, vedere punto 4.4.1.2 (8).

- (3) Per far sì che le forze di aderenza siano trasmesse adeguatamente, e che il calcestruzzo sia sufficientemente compatto, si raccomanda che il copriferro minimo non sia inferiore ai valori di $c_{\min,b}$ dati nel prospetto 4.2.

prospetto 4.2 **Copriferro minimo, $c_{\min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza**

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{\min,b}$ ^{*)}
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{\min,b}$ di 5 mm.	

Nota I valori di $c_{\min,b}$ per guaine circolari e rettangolari di armature post-tese aderenti e per armature da precompressione pre-tese da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per guaine da precompressione per post-tensione sono:

- guaine di sezione circolare: diametro della guaina stessa;
- guaine di sezione rettangolare: la dimensione più piccola o la metà della dimensione più grande, se quest'ultima è superiore.

Non vi sono requisiti per copriferro di guaine circolari o rettangolari maggiore di 80 mm.

I valori raccomandati per armature pre-tese sono:

- $1,5 \times$ il diametro del trefolo o del filo liscio;
- $2,5 \times$ il diametro del filo indentato.

(4) Per armature da precompressione, si raccomanda che il copriferro minimo dell'ancoraggio sia calcolato in accordo con lo specifico Benestare Tecnico Europeo.

(5) Con un calcestruzzo di peso normale, il copriferro minimo delle armature, in accordo con la EN 10080 e che tenga conto delle classi di esposizione e delle classi strutturali è dato da $c_{\min,dur}$.

Nota La classificazione strutturale e i valori di $c_{\min,dur}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. La Classe Strutturale raccomandata (vita utile di progetto di 50 anni) è S4 per le resistenze indicative del calcestruzzo date nell'appendice E e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto 4.3N. La Classe Strutturale minima raccomandata è S1.

I valori raccomandati di $c_{\min,dur}$ sono dati nel prospetto 4.4N (acciai da armatura ordinaria) e nel prospetto 4.5N (acciai da precompressione).

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Note al Prospetto 4.3N

- 1) Si considera che la classe di resistenza e il rapporto a/c siano correlate. È possibile considerare una composizione particolare (tipo di cemento, valore del rapporto a/c, fini) con l'intento di ottenere una bassa permeabilità.
- 2) Il limite può essere ridotto di una classe di resistenza se si applica più del 4% di aria aggiunta.

prospetto 4.4N

Valori del copriferro minimo, $c_{\min, \text{dur}}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N

Valori del copriferro minimo, $c_{\min, \text{dur}}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{\min, \text{dur}}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

- (6) Si raccomanda che il copriferro sia aumentato di un margine di sicurezza aggiuntivo $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$

Nota Il valore di $\Delta c_{\text{dur}, \gamma}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm.

- (7) Nel caso si utilizzi acciaio inossidabile o siano prese misure particolari, il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$. In tali situazioni si raccomanda di considerare gli effetti sulle proprietà rilevanti del materiale, ivi inclusa l'aderenza.

Nota Il valore di $\Delta c_{\text{dur}, \text{st}}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

- (8) Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (per esempio rivestimento) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$.

Nota Il valore di $\Delta c_{\text{dur}, \text{add}}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm.

- (9) Nel caso di un calcestruzzo messo in opera in contatto con altri elementi di calcestruzzo (prefabbricato o in situ) il valore minimo del copriferro rispetto all'interfaccia può essere ridotto a un valore corrispondente al requisito per l'aderenza [vedere comma (3) sopra], a condizione che:

- la classe del calcestruzzo sia almeno C25/30,
- il tempo di esposizione della superficie di calcestruzzo all'ambiente esterno sia breve (<28 d),
- l'interfaccia sia resa rugosa.

- (10) Per armature non aderenti si raccomanda di realizzare il copriferro in conformità con il Benestare Tecnico Europeo.

- (11) Nel caso di superfici irregolari (per esempio aggregati esposti) si raccomanda che il copriferro minimo sia aumentato di almeno 5 mm.
- (12) Dove si preveda che il calcestruzzo sia soggetto a cicli di gelo/disgelo o ad attacco chimico (Classi XF e XA) si raccomanda di prestare particolare attenzione alla composizione del calcestruzzo (vedere EN 206-1 Sezione 6). Un copriferro in conformità con il punto 4.4 è generalmente sufficiente in tali situazioni.
- (13) Per quanto riguarda l'abrasione del calcestruzzo, si raccomanda di prestare particolare attenzione agli aggregati, conformemente alla EN 206-1. Come opzione si può tener conto dell'abrasione del calcestruzzo aumentando il copriferro (strato sacrificale). In questo caso si raccomanda che il copriferro minimo c_{\min} sia aumentato di k_1 per la Classe di abrasione XM1, di k_2 per XM2 e di k_3 per XM3.

Nota La Classe di abrasione XM1 corrisponde ad un'abrasione moderata, come nel caso di elementi di siti industriali con transito di veicoli su pneumatici. La Classe di abrasione XM2 corrisponde ad alta abrasione, come nel caso di elementi di siti industriali con transito di carrelli elevatori con ruote pneumatiche o di gomma dura. La Classe di abrasione XM3 corrisponde ad abrasione estrema, come nel caso di siti industriali con transito di carrelli elevatori con ruote di elastomeri o di acciaio o veicoli cingolati. I valori di k_1 , k_2 e k_3 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono 5 mm, 10 mm e 15 mm.

4.4.1.3

Margine di progetto per gli scostamenti

- (1)P Nel calcolo del copriferro nominale, c_{nom} , si deve aumentare il copriferro minimo per tener conto degli scostamenti (Δc_{dev}). Il copriferro minimo richiesto deve essere aumentato del valore assoluto dello scostamento negativo accettato.

Nota Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm.

- (2) Per gli edifici, la ENV 13670-1 fornisce i valori ammissibili degli scostamenti. Questi valori sono generalmente sufficienti anche per altre tipologie di strutture. Si raccomanda che essi siano considerati al momento della scelta del valore di progetto del copriferro nominale. Si raccomanda che il valore di progetto del copriferro nominale sia utilizzato nei calcoli e specificato sui disegni, a meno che non sia specificato un valore diverso (per esempio valore minimo).

- (3) In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso, Δc_{dev} , possono essere ridotti.

Nota La riduzione di Δc_{dev} da adottare in uno Stato in tali circostanze può essere reperita nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 5 \text{ mm} \quad (4.3N)$$

- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{\text{dev}} \geq 0 \text{ mm} \quad (4.4N)$$

- (4) Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, si raccomanda che il copriferro nominale sia generalmente aumentato per tener conto dei maggiori scostamenti nel progetto. Si raccomanda che tale aumento sia in relazione con la differenza provocata dalle irregolarità e il copriferro nominale sia almeno pari a k_1 mm per calcestruzzo messo in opera contro terreni trattati (incluso calcestruzzo di spianatura) e k_2 mm per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno. Si raccomanda di aumentare il copriferro anche nei casi in cui siano presenti irregolarità superficiali, quali per esempio finiture striate o aggregati a vista, in modo da tener conto dell'irregolarità superficiale [vedere punto 4.4.1.2 (11)].

Nota I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 40 mm e 75 mm.

SEZIONE 5

ANALISI STRUTTURALE

5.1

Generalità

5.1.1

Requisiti generali

- (1)P Lo scopo dell'analisi strutturale è stabilire la distribuzione delle forze interne e dei momenti o delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti, nell'intera struttura o in una parte di essa. Un'analisi locale aggiuntiva deve essere svolta ove necessario.

Nota Nella maggioranza dei casi normali l'analisi è utilizzata per calcolare la distribuzione delle forze interne e dei momenti; la completa verifica o dimostrazione della resistenza delle sezioni trasversali è basata sugli effetti di queste azioni interne; tuttavia, per alcuni elementi particolari, i metodi di analisi utilizzati (per esempio l'analisi agli elementi finiti) forniscono tensioni, deformazioni e spostamenti piuttosto che forze interne e momenti. Per utilizzare questi risultati e ottenere un'appropriata verifica è necessario adottare metodi particolari.

- (2) Analisi locali possono essere necessarie se non è valida l'ipotesi di distribuzione lineare delle deformazioni, per esempio:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

- (3) Per stati di tensione piani è possibile utilizzare un metodo semplificato per il calcolo delle armature.

Nota Un metodo semplificato è fornito nell'appendice F.

- (4)P L'analisi deve essere svolta idealizzando la geometria e il comportamento della struttura. Le idealizzazioni scelte devono essere appropriate per il problema in questione.

- (5)P Nella progettazione si deve tener conto dell'effetto della geometria e delle proprietà della struttura sul suo comportamento in ogni fase della costruzione

- (6) Le idealizzazioni generalmente utilizzate nell'analisi sono:

- comportamento elastico lineare (vedere punto 5.4);
- comportamento elastico lineare con ridistribuzione limitata (vedere punto 5.5);
- comportamento plastico (vedere punto 5.6), comprendente la modellazione tirante-puntone (vedere punto 5.6.4);
- comportamento non lineare (vedere punto 5.7).

- (7) Negli edifici, le deformazioni delle travi e delle solette dovute al taglio e alle forze normali possono essere trascurate se si prevede che esse siano minori del 10% di quelle dovute alla flessione.

5.1.2

Requisiti particolari per le fondazioni

- (1)P Se l'interazione terreno-struttura ha un'influenza rilevante sugli effetti delle azioni sulla struttura, le proprietà del suolo e gli effetti dell'interazione devono essere tenuti in conto in accordo con la EN 1997-1.

Nota Per ulteriori informazioni sull'analisi delle fondazioni sottili vedere l'appendice G.

- (2) Appropriati modelli semplificati per la descrizione dell'interazione terreno-struttura possono essere utilizzati nel calcolo delle fondazioni superficiali.

Nota Nel caso di semplici plinti di fondazione e di solette di collegamento fra pali, gli effetti dell'interazione terreno-struttura possono solitamente essere trascurati.

- (3) Nel dimensionamento dei singoli pali si raccomanda che le azioni siano determinate tenendo in considerazione l'interazione tra i pali, la soletta di collegamento e il terreno di supporto.

- (4) Nel caso in cui i pali siano disposti su più file, si raccomanda che l'azione di ogni palo sia valutata considerando la loro interazione.
- (5) Questa interazione può essere trascurata quando la distanza netta tra i pali è superiore a due volte il loro diametro.

5.1.3

Casi di carico e combinazioni

- (1)P Le combinazioni di carico considerate (vedere EN 1990 Sezione 6) devono tener conto dei casi di carico pertinenti, in modo da permettere la determinazione delle condizioni critiche di progetto per tutte le sezioni della struttura o della parte considerata.

Nota Ove sia richiesta una semplificazione nel numero di disposizioni di carichi da adottare in uno Stato, si fa riferimento alla sua appendice nazionale. Per gli edifici, si raccomandano le seguenti disposizioni di carico semplificate:

- (a) Campate alterne caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), le campate rimanenti caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$.
- (b) Due qualsiasi campate adiacenti caricate con i carichi di progetto variabile e permanente ($\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k + P_m$), tutte le altre campate caricate con il solo carico di progetto permanente, $\gamma_G G_k + P_m$.

5.1.4

Effetti del secondo ordine

- (1)P Gli effetti del secondo ordine (vedere EN 1990, Sezione 1) devono essere presi in conto ove possano influenzare in modo significativo la stabilità complessiva di una struttura o il raggiungimento dello stato limite ultimo nelle sezioni critiche.
- (2) Si raccomanda che gli effetti del secondo ordine siano presi in conto secondo il punto 5.8.
- (3) Nel caso di edifici, gli effetti del secondo ordine al di sotto di certi limiti possono essere trascurati [vedere punto 5.8.2 (6)].

5.2

Imperfezioni geometriche

- (1)P L'analisi degli elementi e della struttura deve tener conto degli effetti sfavorevoli di eventuali scostamenti nella geometria della struttura e nel posizionamento dei carichi.

Nota Gli scostamenti relativi alle dimensioni della sezione trasversale sono generalmente presi in conto nei coefficienti di sicurezza per i materiali. Si raccomanda che questi non siano inclusi nell'analisi strutturale. Un'eccentricità minima per il calcolo delle sezioni trasversali è data nel punto 6.1 (4).

- (2)P Si deve tener conto delle imperfezioni agli stati limite ultimi in situazioni di progetto persistenti ed eccezionali.
- (3) Non è necessario prendere in considerazione le imperfezioni agli stati limite di esercizio.
- (4) Le disposizioni seguenti si applicano a elementi sottoposti a compressione assiale e a strutture sottoposte a carichi verticali, principalmente edifici. I valori numerici sono riferiti agli scostamenti esecutivi normali (Classe 1 nella ENV 13670). Per altri scostamenti (per esempio Classe 2), si raccomanda che i valori siano modificati adeguatamente.
- (5) Le imperfezioni possono essere rappresentate da un'inclinazione, θ_i , data da:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (5.1)$$

dove:

θ_0 è il valore di base;

α_h è il coefficiente di riduzione relativo alla lunghezza o all'altezza:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m è il coefficiente di riduzione relativo al numero di elementi:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)};$$

l è la lunghezza o altezza [metri], vedere il comma (6);

m è il numero di elementi verticali che contribuiscono all'effetto totale.

Nota Il valore di θ_0 da adottare in uno Stato, può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $1/200$.

- (6) Nell'espressione (5.1), la definizione di l e m dipende dall'effetto considerato, per cui si possono distinguere tre casi principali (vedere anche figura 5.1):
- Effetto su un elemento isolato: l = lunghezza reale dell'elemento, $m = 1$.
 - Effetto su un sistema di controvento: l = altezza dell'edificio, m = numero di elementi verticali che contribuiscono alla forza orizzontale agente sul sistema di controvento.
 - Effetto su solai o diaframmi di copertura che ripartiscono le forze orizzontali: l = altezza del piano, m = numero di elementi verticali nel piano/nei piani che contribuiscono alla forza orizzontale totale sul solaio.
- (7) Nel caso di elementi isolati (vedere punto 5.8.1), l'effetto delle imperfezioni può essere tenuto in considerazione con due modalità alternative, a) e b):
- a) con un'eccentricità e_i data da:
- $$e_i = \theta_i l_0 / 2 \quad (5.2)$$
- dove:
- l_0 è la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.3.2.
- Per muri e pilastri isolati in sistemi controventati, si può assumere, per semplicità, $e_i = l_0/400$ che corrisponde ad $\alpha_h = 1$.
- b) con una forza trasversale H_i nella posizione che dà il momento massimo:
- per telai a nodi spostabili (vedere figura 5.1 a1):
- $$H_i = \theta_i N \quad (5.3a)$$
- per telai a nodi fissi (vedere figura 5.1 a2):
- $$H_i = 2\theta_i N \quad (5.3b)$$
- dove N è la forza normale.

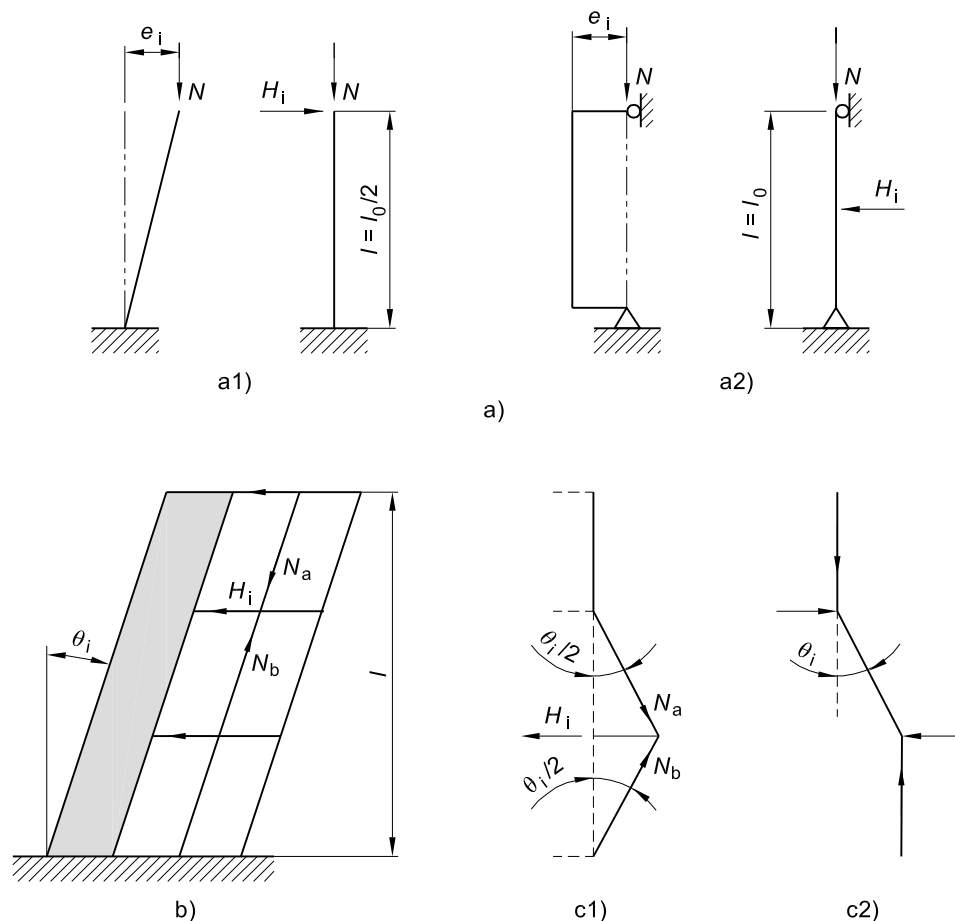
Nota L'uso dell'eccentricità è conveniente soprattutto per elementi isostatici, mentre la forza trasversale può essere utilizzata sia per elementi isostatici, sia per elementi iperstatici. La forza H_i può essere sostituita con qualche altra azione trasversale equivalente.

figura 5.1

Esempi dell'effetto delle imperfezioni geometriche

Legenda

- a) Elementi isolati sottoposti a carico assiale eccentrico o a forza laterale
- a1) Non controventato
- a2) Controventato
- b) Sistema di controvento
- c1) Solaio come diaframma
- c2) Copertura come diaframma



- (8) Per le strutture, l'effetto dell'inclinazione θ_i può essere rappresentato con forze trasversali, da includere nell'analisi insieme alle altre azioni.

Effetto su un sistema di controvento, (vedere figura 5.1 b):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a) \quad (5.4)$$

Effetto su un solaio diaframma (vedere figura 5.1 c1):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2 \quad (5.5)$$

Effetto su una copertura diaframma (vedere figura 5.1 c2):

$$H_i = \theta_i \cdot N_a \quad (5.6)$$

dove N_a e N_b sono le forze longitudinali che contribuiscono a H_i .

- (9) Una soluzione alternativa semplificata, applicabile a muri e colonne isolate in sistemi controventati, consiste nell'utilizzare un'eccentricità $e_i = l_0/400$ per coprire le imperfezioni dovute a normali tolleranze esecutive [vedere punto 5.2 (4)].

5.3 Idealizzazione della struttura

5.3.1 Modelli strutturali per l'analisi globale

- (1)P Gli elementi di una struttura sono classificati, secondo la loro natura e la loro funzione, come travi, pilastri, solette, muri, piastre, archi, gusci, ecc. Sono fornite le regole per l'analisi dei più comuni di tali elementi e delle strutture formate da insiemi di tali elementi.
- (2) Per gli edifici, si applicano le seguenti disposizioni da (3) a (7):
- (3) Una trave è un elemento la cui luce è non inferiore a 3 volte l'altezza complessiva della sezione. Altrimenti si raccomanda che l'elemento sia considerato trave parete.
- (4) Una soletta è un elemento la cui la larghezza o lunghezza minima è non inferiore a 5 volte lo spessore complessivo.
- (5) Una soletta soggetta prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti può essere considerata portante in una sola direzione se:
 - possiede due bordi liberi (non appoggiati) e sensibilmente paralleli, o
 - è la parte centrale di una piastra rettangolare allungata, vincolata su quattro lati, con rapporto tra la luce maggiore e minore maggiore di 2.
- (6) Nell'analisi strutturale può non essere necessario scomporre in elementi discreti le solette nervate o alleggerite, purché l'ala o la parte superiore strutturale e le nervature trasversali siano dotate di adeguata rigidità torsionale. Tale assunzione è valida se:
 - il passo delle nervature non eccede 1 500 mm;
 - l'altezza della nervatura, al di sotto dell'ala, non è superiore a 4 volte la sua larghezza;
 - lo spessore dell'ala è uguale o superiore al maggior valore tra 1/10 della luce netta tra le nervature e 50 mm;
 - sono presenti nervature trasversali distanti tra loro non più di 10 volte lo spessore totale della soletta.

Lo spessore minimo di 50 mm dell'ala può essere ridotto a 40 mm nel caso di blocchi inclusi permanentemente tra le nervature.
- (7) Un pilastro è un elemento la cui sezione ha altezza non superiore a 4 volte la larghezza, e la cui lunghezza è almeno 3 volte l'altezza della sezione. Altrimenti si raccomanda che sia considerato un muro.

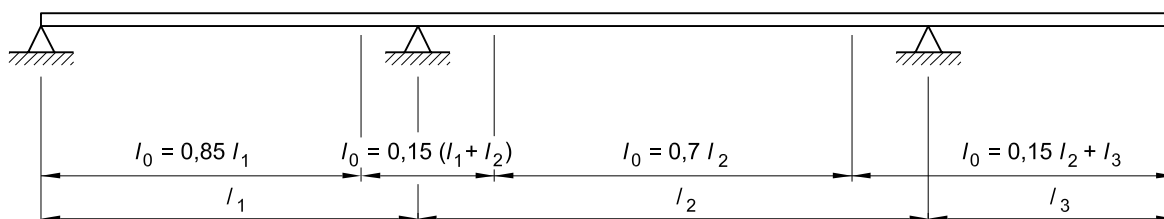
5.3.2 Dati geometrici

5.3.2.1 Larghezza efficace delle ali (per tutti gli stati limite)

- (1)P Nelle travi a T la larghezza efficace dell'ala, sulla quale si possono assumere condizioni uniformi di tensione, dipende dalle dimensioni dell'ala e dell'anima, dal tipo di carico, dalla luce, dalle condizioni di vincolo e dall'armatura trasversale.
- (2) Si raccomanda che la larghezza efficace dell'ala sia basata sulla distanza l_0 tra i punti di momento nullo così come si può ricavare dalla figura 5.2.

figura 5.2

Definizione di l_0 , per il calcolo della larghezza efficace dell'ala



Nota Si raccomanda che la lunghezza dello sbalzo, l_3 , sia minore di metà della luce adiacente e il rapporto tra luci adiacenti sia compreso tra $\frac{2}{3}$ e 1,5.

(3) La larghezza efficace dell'ala b_{eff} per una trave a T o a L può essere definita come:

$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (5.7)$$

con

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (5.7a)$$

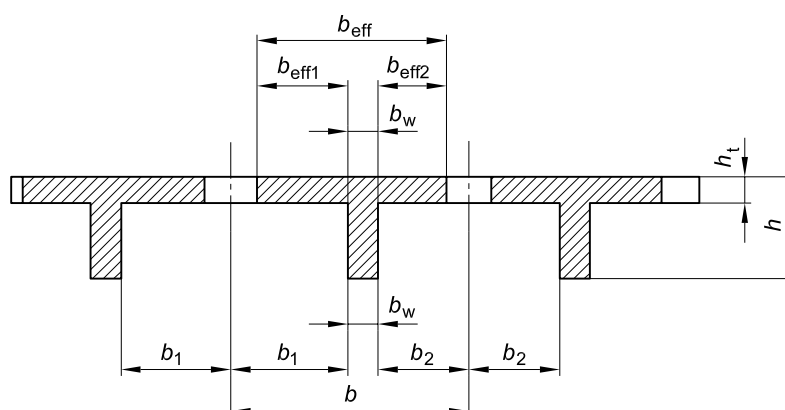
e

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (5.7b)$$

(per le notazioni vedere le figure 5.2 sopra e 5.3 sotto).

figura 5.3

Parametri per la larghezza efficace dell'ala



(4) Per l'analisi strutturale, nel caso in cui non sia richiesta una grande precisione, può essere assunta una larghezza costante per tutta la luce. Si raccomanda di adottare tale valore per tutta la campata.

5.3.2.2

Luce efficace di travi e solette in edifici

Nota Le disposizioni seguenti sono fornite principalmente ai fini dell'analisi strutturale degli elementi. Alcune di queste semplificazioni, se appropriate, possono essere utilizzate per il calcolo dei telai.

(1) La luce efficace, l_{eff} , di un elemento può essere calcolata come segue:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.8)$$

dove:

l_n è la luce netta tra i fili degli appoggi;

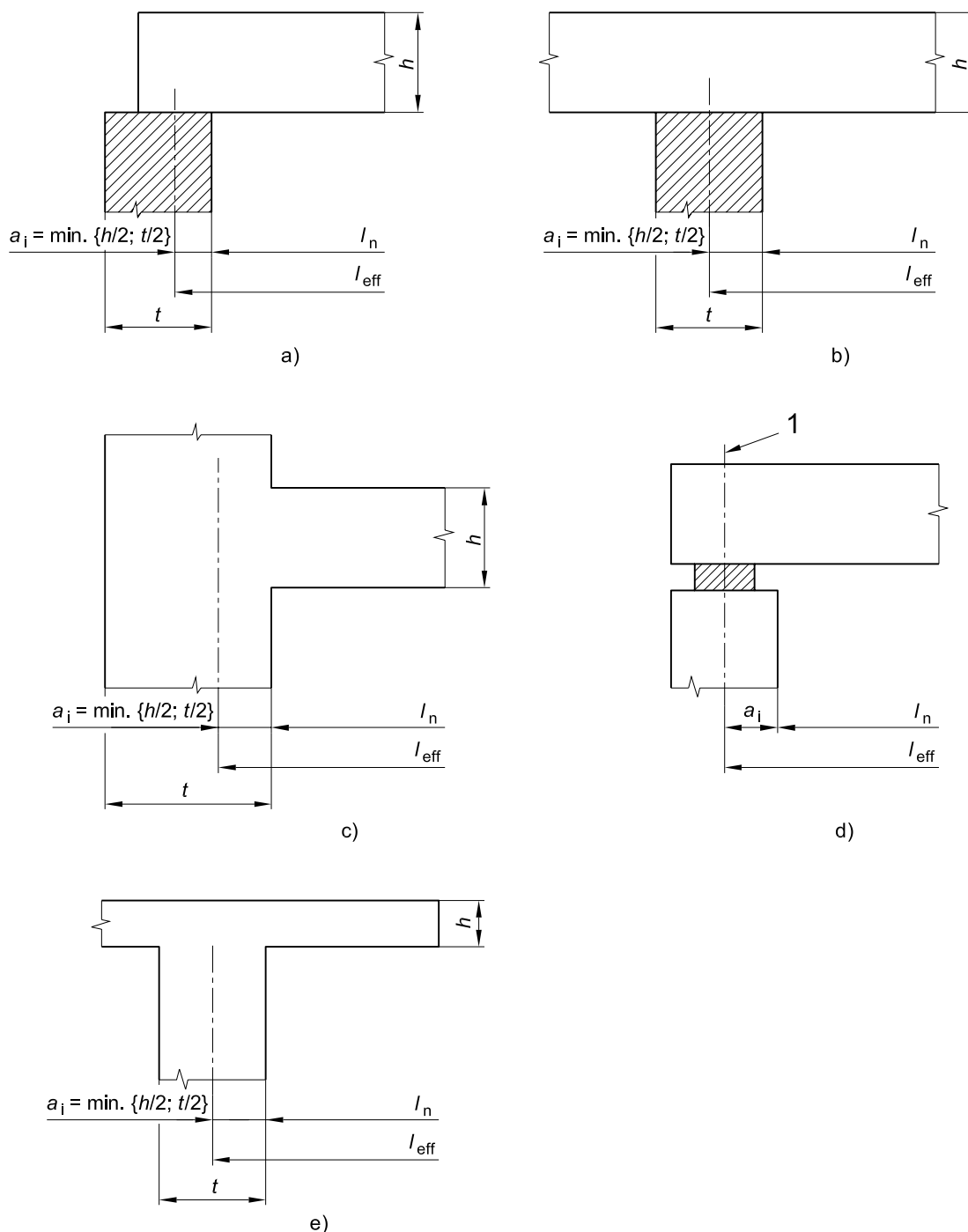
I valori di a_1 e a_2 , alle due estremità della luce, possono essere ricavati dai pertinenti valori a_i indicati nella figura 5.4, dove t è la larghezza dell'appoggio.

figura 5.4

Luce efficace (l_{eff}) per diverse condizioni di appoggio

Legenda

- 1 Linea di mezzzeria
- a) Appoggi di estremità
- b) Appoggi intermedi di elementi continui
- c) Vincolo d'appoggio considerato di incastro perfetto
- d) Vincolo d'appoggio con apparecchio interposto
- e) Mensola



(2) In generale solette e travi continue possono essere analizzate nell'ipotesi di vincoli a semplice appoggio (senza vincoli alla rotazione).

- (3) Quando una trave o soletta è realizzata in getto unico con i suoi appoggi, il momento critico di progetto sull'appoggio può essere valutato al filo dell'appoggio stesso. Si raccomanda che il momento e la reazione di progetto trasferiti all'elemento di sostegno (per esempio pilastro, muro, ecc) siano assunti pari ai valori più alti tra quelli elastici o ridistribuiti.
- Nota Si raccomanda che il momento al filo dell'appoggio non sia minore di 0,65 volte il momento calcolato assumendo la condizione di incastro perfetto.
- (4) Indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato, quando una trave o una soletta sono continue su un appoggio che possa essere considerato come non costituente vincolo alla rotazione (per esempio sui muri), il momento di progetto all'appoggio, calcolato sulla base di una luce pari alla distanza tra le linee d'asse degli appoggi, può essere ridotto di una quantità ΔM_{Ed} pari a:
- $$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8 \quad (5.9)$$
- dove:
- $F_{Ed,sup}$ è il valore di progetto della reazione di appoggio;
 t è la larghezza dell'appoggio [vedere figura 5.4 b)].
- Nota Se si utilizzano apparecchi di appoggio, si raccomanda che t sia assunto pari alla larghezza dell'apparecchio di appoggio.

5.4

Analisi elastica lineare

- (1)P L'analisi lineare degli elementi basata sulla teoria dell'elasticità può essere impiegata sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi.
- (2) Per la determinazione degli effetti delle azioni, l'analisi lineare può essere sviluppata assumendo:
- i) sezioni trasversali non fessurate,
 - ii) relazioni tensioni-deformazioni lineari, e
 - iii) valore medio del modulo di elasticità.
- (3) Per gli effetti delle deformazioni termiche, dei cedimenti e del ritiro allo stato limite ultimo (SLU), può essere assunta una rigidezza ridotta corrispondente alle sezioni fessurate, trascurando l'effetto di "tension stiffening" ma includendo gli effetti della viscosità. Per gli stati limite di esercizio (SLE) si raccomanda di considerare un'evoluzione graduale della fessurazione.

5.5

Analisi elastica lineare con ridistribuzione limitata

- (1)P Si deve tener conto dell'influenza delle ridistribuzioni dei momenti su tutti gli aspetti della progettazione.
- (2) L'analisi lineare con ridistribuzione limitata può essere applicata all'analisi degli elementi strutturali per la verifica allo SLU.
- (3) I momenti flettenti allo SLU, calcolati utilizzando un'analisi elastica lineare, possono essere ridistribuiti, a condizione che la distribuzione risultante dei momenti flettenti rimanga in equilibrio con i carichi applicati.
- (4) In travi o solette continue che:
- a) sono soggette prevalentemente a flessione, e
 - b) hanno rapporti fra le lunghezze di luci adiacenti comprese fra 0,5 e 2.
- La ridistribuzione dei momenti flettenti può essere sviluppata senza un controllo esplicito sulla capacità di rotazione, a condizione che:
- $$\delta \geq k_1 + k_2 x_u / d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (5.10a)$$
- $$\delta \geq k_3 + k_4 x_u / d \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (5.10b)$$
- $\geq k_5$ se si utilizzano armature di Classe B o Classe C (vedere appendice C)
- $\geq k_6$ se si utilizzano armature di Classe A (vedere appendice C)

dove:

δ è il rapporto tra il momento ridistribuito e il momento flettente elastico;

x_u è la profondità dell'asse neutro allo stato limite ultimo dopo la ridistribuzione;

d è l'altezza utile della sezione.

Nota I valori di k_1 , k_2 , k_3 , k_4 , k_5 e k_6 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per k_1 è 0,44, per k_2 è 1,25 ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), per k_3 è 0,54, per k_4 è 1,25 ($0,6 + 0,0014 / \varepsilon_{cu2}$), per k_5 è 0,7 e k_6 è 0,8 ε_{cu2} è la deformazione ultima secondo il prospetto 3.1.

(5) Si raccomanda di non applicare la ridistribuzione dei momenti nei casi in cui la capacità di rotazione non possa essere definita con sicurezza (per esempio negli angoli di telai precompressi).

(6) Nel calcolo dei pilastri si raccomanda di utilizzare i momenti flettenti elastici risultanti dal comportamento a telaio, senza alcuna ridistribuzione.

5.6 Analisi plastica

5.6.1 Generalità

(1)P I metodi basati sull'analisi plastica possono essere utilizzati soltanto per la verifica allo SLU.

(2)P La duttilità delle sezioni critiche deve essere sufficiente perché si possa formare il meccanismo previsto.

(3)P Si raccomanda che l'analisi plastica sia basata sul metodo del limite inferiore (statico) o sul metodo del limite superiore (cinematico).

Nota L'appendice nazionale di uno Stato può fare riferimento ad informazioni complementari non contraddittorie.

(4) Gli effetti di precedenti applicazioni del carico possono generalmente essere trascurati e si può assumere un incremento monotono dell'intensità delle azioni.

5.6.2 Analisi plastica per travi, telai e piastre

(1)P L'analisi plastica senza verifica diretta della capacità di rotazione può essere utilizzata per lo stato limite ultimo se le condizioni del punto 5.6.2 (2) sono rispettate.

(2) Si può ritenere che la duttilità richiesta sia raggiunta senza una verifica esplicita, se tutte le condizioni seguenti sono soddisfatte:

i) l'area dell'armatura tesa è limitata di modo tale che in ogni sezione:

$$x_u/d \leq 0,25 \text{ per classi di resistenza del calcestruzzo } \leq C50/60,$$

$$x_u/d \leq 0,15 \text{ per classi di resistenza del calcestruzzo } \geq C55/67;$$

ii) l'acciaio di armatura è di Classe B o C;

iii) il rapporto tra i momenti agli appoggi intermedi e i momenti in campata è indicativamente compreso tra 0,5 e 2.

(3) Si raccomanda che i pilastri siano verificati per i momenti plastici massimi che possono essere trasmessi dagli elementi di collegamento. Per collegamenti a solette piane si raccomanda che questi momenti siano inclusi nella verifica a punzonamento.

(4) Quando si esegue l'analisi plastica di piastre, si raccomanda di tener conto delle armature non uniformi, delle reazioni di vincolo agli angoli e della torsione alle estremità libere.

(5) I metodi plastici possono essere estesi alle solette non piene (nervate, cave o alleggerite) se il loro comportamento è simile a quello di una piastra piena, con particolare riferimento agli effetti torsionali.

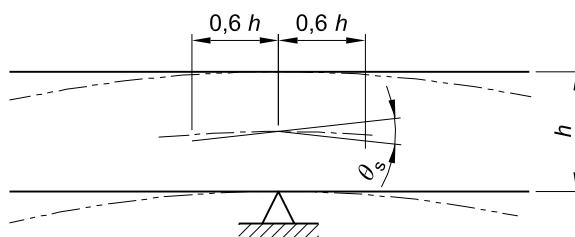
5.6.3

Capacità di rotazione

- (1) La procedura semplificata per travi continue e solette continue portanti in una sola direzione è basata sulla capacità di rotazione di tratti di trave/soletta su una lunghezza di circa 1,2 volte l'altezza della sezione. Si ipotizza che queste zone siano soggette ad una deformazione plastica (formazione di cerniere plastiche) sotto la pertinente combinazione di azioni. La verifica della rotazione plastica allo stato limite ultimo è considerata soddisfatta, se si dimostra che sotto la pertinente combinazione di azioni la rotazione di progetto, θ_s , è minore o uguale alla rotazione plastica ammissibile (vedere figura 5.5).

figura 5.5

Rotazione plastica θ_s di sezioni di calcestruzzo armato per travi continue e solette continue portanti in una sola direzione



- (2) Si raccomanda che nelle regioni delle cerniere plastiche, x_u/d non ecceda il valore 0,45 per classi di resistenza del calcestruzzo minori o uguali a C50/60 e 0,35 per classi di resistenza del calcestruzzo maggiori o uguali a C55/67.
- (3) Si raccomanda che la rotazione θ_s sia determinata sulla base dei valori di progetto delle azioni e dei materiali e sulla base dei valori medi della precompressione al tempo in questione.
- (4) Nella procedura semplificata, la rotazione plastica ammissibile può essere calcolata moltiplicando il valore di base della rotazione ammissibile $\theta_{pl,d}$ per un coefficiente di correzione k_λ che dipende dalla snellezza a taglio.

Nota

I valori di $\theta_{pl,d}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per le Classi di acciaio B e C (l'utilizzo di acciaio di Classe A non è consigliato per l'analisi plastica) e classi di resistenza del calcestruzzo minori o uguali a C50/60 e C90/105 sono dati nella figura 5.6N. I valori per classi di resistenza del calcestruzzo da C55/67 a C90/105 possono essere interpolati di conseguenza. I valori si applicano per una snellezza a taglio $\lambda = 3,0$. Per valori diversi della snellezza a taglio, si raccomanda di moltiplicare $\theta_{pl,d}$ per k_λ :

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad (5.11N)$$

dove λ è il rapporto tra la distanza fra i punti di momento nullo e momento massimo dopo la ridistribuzione e l'altezza utile, d .

Più semplicemente λ può essere calcolato per i valori di progetto concomitanti di momento flettente e taglio:

$$\lambda = M_{Sd} / (V_{Sd} \cdot d) \quad (5.12N)$$

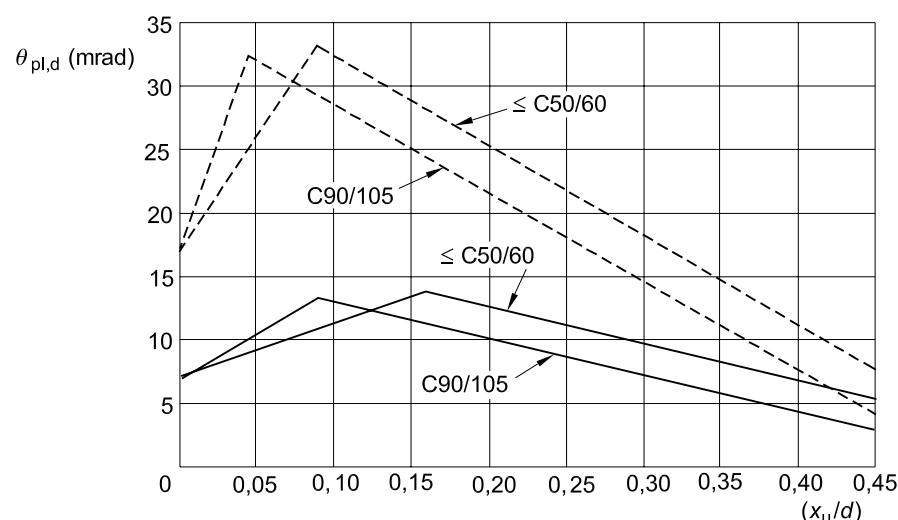
figura 5.6N

Rotazione plastica ammissibile $\theta_{pl,d}$ di sezioni di calcestruzzo armato per armature di Classi B e C.
I valori si applicano per una snellezza a taglio $\lambda = 3,0$

Legenda

Classe C

Classe B



5.6.4

Analisi con modelli tirante-puntone

- (1) I modelli tirante-puntone possono essere utilizzati per il calcolo allo SLU di regioni in continuità (stato fessurato di travi e piastre, vedere punti 6.1 - 6.4) e per il calcolo allo SLU e la disposizione delle armature nelle regioni di discontinuità (vedere punto 6.5). In generale queste ultime si estendono fino ad una distanza h (altezza della sezione dell'elemento) dalla discontinuità. Modelli tirante-puntone possono anche essere utilizzati per elementi per i quali si assuma una distribuzione lineare nella sezione trasversale, per esempio deformazione piana.
- (2) Anche alcune verifiche agli stati limite di esercizio possono essere svolte utilizzando modelli tirante-puntone, per esempio la verifica delle tensioni nell'acciaio e il controllo dell'ampiezza delle fessure, se è assicurata una congruenza approssimata per i modelli tirante-puntone (in particolare si raccomanda di orientare la posizione e la direzione dei puntoni principali in accordo con la teoria dell'elasticità lineare).
- (3) I modelli tirante-puntone sono composti da puntoni che rappresentano i campi di tensione di compressione, tiranti che rappresentano le armature, e nodi di connessione. Si raccomanda di calcolare le forze negli elementi di un modello tirante-puntone equilibrando i carichi applicati allo stato limite ultimo. Si raccomanda che gli elementi dei modelli tirante-puntone siano dimensionati secondo le regole date nel punto 6.5.
- (4) Si raccomanda che i tiranti di un modello tirante-puntone coincidano nella posizione e nella direzione con le armature corrispondenti.
- (5) Fra i mezzi possibili per lo sviluppo di idonei modelli tirante-puntone si includono la determinazione di linee isostatiche e di distribuzioni di tensioni derivanti dalla teoria dell'elasticità lineare oppure il ricorso al metodo del percorso di carico. Tutti i modelli tirante-puntone possono essere ottimizzati con criteri energetici.

5.7

Analisi non lineare

- (1) Metodi di analisi non lineare possono essere utilizzati sia per gli SLU, sia per gli SLE, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza e che si ipotizzi un adeguato comportamento non lineare dei materiali. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

- (2) Allo stato limite ultimo, si raccomanda di verificare la capacità delle sezioni locali critiche di sopportare tutte le deformazioni non elastiche assunte nell'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.
- (3) Per strutture prevalentemente soggette a carichi statici, gli effetti di precedenti applicazioni del carico possono generalmente essere trascurati e si può assumere un incremento monotono dell'intensità delle azioni.
- (4)P Quando si utilizza l'analisi non lineare si devono utilizzare caratteristiche dei materiali che rappresentino la rigidità in modo realistico, che tengano conto delle incertezze di collasso. Si devono utilizzare solo procedimenti di calcolo che siano validi nei campi di applicazione in oggetto.
- (5) Per strutture snelle, nelle quali gli effetti del secondo ordine non possano essere trascurati, si può utilizzare il metodo di calcolo fornito nel punto 5.8.6.

5.8

Effetti del secondo ordine in presenza di carico assiale

5.8.1

Definizioni

Flessione deviata: flessione simultanea intorno a due assi principali.

Elementi o sistemi controventati: elementi o sottosistemi strutturali, per i quali nell'analisi e nel calcolo si ipotizza che non contribuiscano alla stabilità globale orizzontale di una struttura.

Elementi o sistemi di controvento: elementi o sottosistemi strutturali, che nell'analisi e nel calcolo si ipotizza che contribuiscano alla stabilità globale orizzontale di una struttura.

Instabilità: collasso dovuto a instabilità di un elemento o di una struttura sotto compressione perfettamente assiale e senza carico trasversale.

Nota L'instabilità "pura", così come definita sopra, non è uno stato limite effettivamente applicabile alle strutture reali, a causa delle imperfezioni e dei carichi trasversali; tuttavia un carico nominale d'instabilità può essere utilizzato come parametro in alcuni metodi per l'analisi del secondo ordine.

Carico critico: il carico sotto il quale si produce il collasso per instabilità; per elementi elastici isolati coincide con il carico di Eulero.

Lunghezza libera d'inflessione: una lunghezza utilizzata per tener conto della forma della curva d'inflessione; può anche essere definita come la lunghezza di una colonna incernierata con forza assiale costante, avente la stessa sezione trasversale e lo stesso carico critico dell'elemento reale.

Effetti del primo ordine: effetti calcolati non tenendo in considerazione l'effetto delle deformazioni strutturali, ma tenendo conto delle imperfezioni geometriche.

Elementi isolati: elementi che sono effettivamente isolati, oppure elementi facenti parte di una struttura, ma che ai fini del calcolo sono trattati come isolati; esempi di elementi isolati con diverse condizioni di vincolo sono mostrati nella figura 5.7.

Momento nominale del secondo ordine: un momento del secondo ordine utilizzato in certi metodi di calcolo che danno un momento totale compatibile con la resistenza ultima della sezione trasversale [vedere punto 5.8.5 (2)].

Effetti del secondo ordine: effetti aggiuntivi causati dalle deformazioni strutturali.

5.8.2

Generalità

- (1)P La presente Sezione tratta gli elementi e le strutture il cui comportamento strutturale è significativamente influenzato da effetti del secondo ordine (per esempio pilastri, muri, pali, archi e gusci). Effetti globali del secondo ordine possono verificarsi in strutture con un sistema di controvento flessibile.
- (2)P Se si tiene conto degli effetti del secondo ordine, vedere comma (6), l'equilibrio e la resistenza devono essere verificati nello stato deformato. Le deformazioni devono essere calcolate tenendo conto degli effetti della fessurazione, delle proprietà non lineari dei materiali e della viscosità.

Nota Utilizzando valori ridotti della rigidità, vedere punto 5.8.7, si può condurre un'analisi strutturale basata sull'ipotesi di linearità dei materiali.

- (3)P Ove rilevante, l'analisi deve includere l'effetto della flessibilità degli elementi adiacenti e delle fondazioni (interazione terreno-struttura).
- (4)P Il comportamento strutturale deve essere studiato nella direzione nella quale possono prodursi le deformazioni e la flessione deviata deve essere tenuta in conto quando necessario.
- (5)P Le incertezze nella geometria e nella posizione dei carichi assiali devono essere tenute in conto come effetti aggiuntivi del primo ordine basati su imperfezioni geometriche, vedere punto 5.2.
- (6) Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori del 10% dei corrispondenti effetti del primo ordine. Criteri semplificati sono dati per elementi isolati nel punto 5.8.3.1 e per strutture nel punto 5.8.3.3.

5.8.3 Criteri semplificati per effetti del secondo ordine

5.8.3.1 Criterio della snellezza per elementi isolati

- (1) Come alternativa al punto 5.8.2 (6), gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se la snellezza λ (come definita nel punto 5.8.3.2) è al di sotto di un certo valore λ_{lim} .

Nota Il valore di λ_{lim} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato si calcola con l'espressione:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (5.13N)$$

dove:

$A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ (se φ_{ef} non è noto, si può adottare $A = 0,7$);

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$ (se ω non è noto, si può adottare $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (se r_m non è noto, si può adottare $C = 0,7$);

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità; vedere punto 5.8.4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$; rapporto meccanico di armatura;

A_s è l'area totale dell'armatura longitudinale;

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$; forza assiale adimensionale;

$r_m = M_{01} / M_{02}$; rapporto tra i momenti;

M_{01}, M_{02} sono i momenti del primo ordine alle estremità, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

Se i momenti finali M_{01} e M_{02} provocano trazione sullo stesso lato, si raccomanda che r_m sia assunto positivo (cioè $C \leq 1,7$), in caso contrario negativo (cioè $C > 1,7$).

Nei casi seguenti, si raccomanda che r_m sia assunto pari a 1,0 (cioè $C = 0,7$):

- per telai a nodi fissi soggetti solo a momenti del primo ordine o a momenti dovuti prevalentemente ad imperfezioni o a carico trasversale;
 - per telai a nodi mobili in generale.
- (2) Nei casi di flessione deviata, la verifica secondo il criterio della snellezza può essere effettuata separatamente in ogni direzione. A seconda del risultato di questa verifica, gli effetti del secondo ordine
 - (a) possono essere trascurati in entrambe le direzioni;
 - (b) si raccomanda che siano tenuti in conto in una direzione, o
 - (c) si raccomanda che siano tenuti in conto in entrambe le direzioni.

5.8.3.2 Snellezza e lunghezza libera d'inflessione di elementi isolati

- (1) La snellezza è definita come:

$$\lambda = l_0 / i \quad (5.14)$$

dove:

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.3.2 da (2) a (7);

i è il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato.

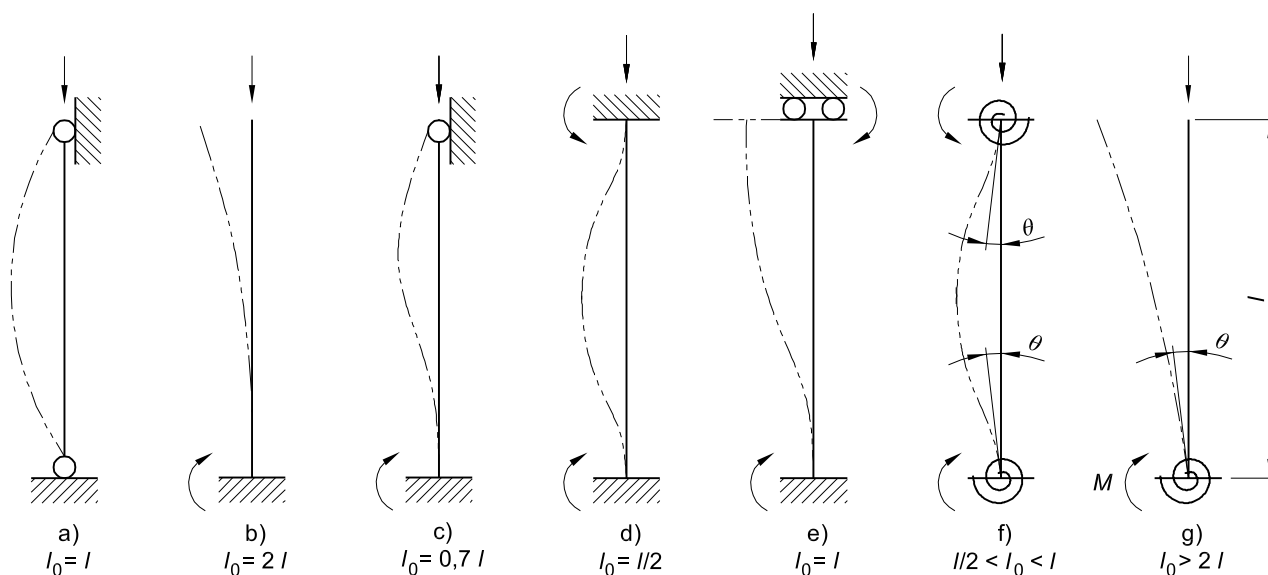
- (2) Per una definizione generale della lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.1. Alcuni esempi di lunghezze libere d'inflessione di elementi isolati con sezione trasversale costante sono mostrati nella figura 5.7.

figura 5.7

Esempi di diverse deformate critiche e lunghezze libere d'inflessione per elementi isolati

Legenda

- a) $l_0 = l$
- b) $l_0 = 2l$
- c) $l_0 = 0,7l$
- d) $l_0 = l/2$
- e) $l_0 = l$
- f) $l/2 < l_0 < l$
- g) $l_0 > 2l$



- (3) Per elementi compressi in telai regolari, si raccomanda di verificare il criterio della snellezza (vedere punto 5.8.3.1) con una lunghezza libera d'inflessione l_0 calcolata nel modo seguente:

Telai a nodi fissi [vedere figura 5.7 (f)]:

$$l_0 = 0,5l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)} \quad (5.15)$$

Telai a nodi mobili [vedere figura 5.7 (g)]:

$$l_0 = l \cdot \max \left\{ \sqrt{1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}}; \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right) \right\} \quad (5.16)$$

dove:

k_1, k_2 sono le flessibilità relative alla rotazione degli incastri alle estremità 1 e 2 rispettivamente;

$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$;

θ è la rotazione degli incastri per il momento flettente M ; vedere anche figura 5.7 (f) e (g);

EI è la rigidezza flessionale dell'elemento compresso, vedere anche il punto 5.8.3.2 (4) e (5);

l è la distanza libera tra i vincoli di estremità dell'elemento compresso.

Nota $k = 0$ è il limite teorico per vincoli rigidi alla rotazione, e $k = \infty$ rappresenta il limite per nessun vincolo a rotazione. Poiché i vincoli totalmente rigidi sono in pratica rari, si raccomanda un valore minimo di 0,1 per k_1 e k_2 .

- (4) Se un elemento compresso (pilastro) adiacente in un nodo costituisce vincolo alla rotazione in caso di instabilità, allora, nel calcolo di k , si raccomanda che (E/I) sia sostituito con $[(E/I)_a + (E/I)_b]$, dove a e b rappresentano gli elementi compressi (pilastri) che stanno sopra e sotto il nodo.
- (5) Nel calcolo delle lunghezze libere d'inflessione, si raccomanda che la rigidezza degli elementi vincolanti includa l'effetto della fessurazione, a meno che non si possa dimostrare che gli elementi stessi non siano fessurati allo SLU.
- (6) Per casi diversi da quelli in (2) e (3), per esempio per elementi sottoposti a forze variabili o elementi con sezione trasversale variabile, si raccomanda di verificare il criterio nel punto 5.8.3.1 con una lunghezza libera d'inflessione basata sul carico critico (calcolato per esempio con un metodo numerico):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI/N_B} \quad (5.17)$$

dove:

EI è una rigidezza flessionale rappresentativa;

N_B è il carico critico espresso in termini di questa EI ;

[nell'espressione (5.14), anche i deve corrispondere a questa EI].

- (7) Nel calcolo della lunghezza libera d'inflessione dei muri con il fattore β dato nel punto 12.6.5.1 si può tener conto dell'effetto limitante dei muri trasversali. Nell'espressione (12.9) e nel prospetto 12.1, l_w è sostituito con l_0 calcolato secondo il punto 5.8.3.2.

5.8.3.3

Effetti globali del secondo ordine in edifici

- (1) In alternativa al punto 5.8.2 (6), gli effetti del secondo ordine negli edifici possono essere trascurati se

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad (5.18)$$

dove:

$F_{V,Ed}$ è il carico verticale totale (su elementi controventati e di controvento);

n_s è il numero di piani;

L è l'altezza totale dell'edificio al di sopra del livello del vincolo flessionale;

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo, vedere punto 5.8.6 (3);

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato degli elementi di controvento.

Nota Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,31.

L'espressione (5.18) è valida solo se tutte le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- l'instabilità torsionale non è rilevante, cioè la struttura è ragionevolmente simmetrica;
 - le deformazioni globali dovute a taglio sono trascurabili (come in un sistema di controvento costituito prevalentemente da muri di taglio senza grandi aperture);
 - gli elementi di controvento sono fissati rigidamente alla base e cioè le rotazioni sono trascurabili;
 - la rigidezza degli elementi di controvento è ragionevolmente costante lungo l'altezza;
 - il carico verticale totale aumenta approssimativamente della stessa quantità per ogni piano.
- (2) k_1 nell'espressione (5.18) può essere sostituito con k_2 se è possibile verificare che gli elementi di controvento non siano fessurati allo stato limite ultimo.

- Nota 1 Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,62.
- Nota 2 Nei casi in cui il sistema di controvento presenti significative deformazioni globali a taglio e/o rotazioni, vedere l'appendice H (che fornisce anche le basi delle regole precedenti).

5.8.4

Viscosità

- (1)P L'effetto della viscosità deve essere tenuto in conto nell'analisi al secondo ordine, con particolare riferimento sia alle condizioni generali di viscosità (vedere punto 3.1.4), sia alla durata dei diversi carichi nelle combinazioni di carico considerate.
- (2) La durata di applicazione dei carichi può essere presa in considerazione in modo semplificato adottando un coefficiente efficace di viscosità φ_{ef} , il quale, utilizzato insieme al carico di progetto, dà una deformazione viscosa (curvatura) corrispondente al carico quasi-permanente.

$$\varphi_{ef} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed} \quad (5.19)$$

dove:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ è il coefficiente finale di viscosità secondo il punto 3.1.4;

M_{0Eqp} è il momento flettente del primo ordine sotto la combinazione di carico quasi-permanente (SLE);

M_{0Ed} è il momento flettente del primo ordine sotto la combinazione di carico di progetto (SLU).

Nota È anche possibile calcolare φ_{ef} sulla base dei momenti flettenti totali M_{Eqp} e M_{Ed} , ma questo richiede un'iterazione e una verifica di stabilità sotto carico quasi-permanente con $\varphi(\infty, t_0)$.

- (3) Se M_{0Eqp} / M_{0Ed} varia in un elemento o in una struttura, il rapporto può essere calcolato nella sezione soggetta al momento massimo, oppure si può utilizzare un valore medio rappresentativo.
- (4) L'effetto della viscosità può essere trascurato, cioè si può assumere $\varphi_{ef} = 0$, se sono soddisfatte le tre condizioni seguenti:
- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$
 - $\lambda \leq 75$
 - $M_{0Ed} / N_{Ed} \geq h$

In queste M_{0Ed} è il momento del primo ordine e h è l'altezza della sezione trasversale nella direzione corrispondente.

Nota Se le condizioni per poter trascurare gli effetti del secondo ordine secondo i punti 5.8.2 (6) o 5.8.3.3 sono soddisfatte di misura, trascurare sia gli effetti del secondo ordine sia la viscosità può essere troppo poco sicuro, a meno che il rapporto meccanico di armatura $[\omega]$, vedere punto 5.8.3.1 (1)] non sia almeno pari a 0,25.

5.8.5

Metodi di analisi

- (1) I metodi di analisi comprendono un metodo generale, basato sull'analisi non lineare del secondo ordine, vedere punto 5.8.6, e i due seguenti metodi semplificati:
- (a) metodo basato sulla rigidezza nominale, vedere punto 5.8.7;
 - (b) metodo basato sulla stima della curvatura nominale, vedere punto 5.8.8.

Nota 1 La scelta dei metodi semplificati (a) e (b) da adottare in uno Stato può essere reperita nella sua appendice nazionale.

Nota 2 I momenti nominali del secondo ordine risultanti dai metodi semplificati (a) e (b) sono talvolta maggiori di quelli corrispondenti all'instabilità. Questo per assicurare che il momento totale sia compatibile con la resistenza della sezione trasversale.

- (2) Il metodo (a) può essere utilizzato sia per elementi isolati, sia per l'intera struttura, se i valori nominali delle rigidezze sono stimati correttamente, vedere punto 5.8.7.
- (3) Il metodo (b) è appropriato specialmente per elementi isolati, vedere punto 5.8.8. Comunque, se le ipotesi di distribuzione della curvatura sono realistiche, il metodo descritto nel punto 5.8.8 può essere utilizzato anche per strutture.

5.8.6

Metodo generale

- (1)P Il metodo generale è basato sull'analisi non lineare, comprendente la non linearità geometrica e cioè gli effetti del secondo ordine. Si applicano le regole per l'analisi non lineare date nel punto 5.7.
- (2)P Devono essere utilizzate curve tensioni-deformazioni per calcestruzzo e acciaio idonee per l'analisi globale. L'effetto della viscosità deve essere tenuto in conto.
- (3) Possono essere utilizzate le relazioni tensioni-deformazioni per calcestruzzo e acciaio date nel punto 3.1.5, l'espressione (3.14) e il punto 3.2.7 (figura 3.8). Con diagrammi tensioni-deformazioni basati sui valori di progetto, si ottiene direttamente dall'analisi il valore di progetto del carico ultimo. Quindi nell'espressione (3.14) e nel valore di k si sostituisce f_{cm} con la resistenza a compressione di progetto f_{cd} e si sostituisce E_{cm} con:

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE} \quad (5.20)$$

Nota Il valore di γ_{CE} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,2.

- (4) In assenza di modelli più raffinati, la viscosità può essere tenuta in conto moltiplicando tutti i valori della deformazione nel diagramma tensioni-deformazioni secondo il punto 5.8.6 (3) per un fattore $(1 + \varphi_{ef})$, dove φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità secondo il punto 5.8.4.

- (5) L'effetto favorevole del "tension stiffening" può essere tenuto in conto.

Nota Questo effetto è favorevole e per semplicità può essere sempre trascurato.

- (6) Generalmente le condizioni di equilibrio e congruenza delle deformazioni vengono soddisfatte in un certo numero di sezioni trasversali. Un'alternativa semplificata consiste nel considerare soltanto la sezione critica o le sezioni critiche, assumendo una variazione appropriata della curvatura tra di esse, per esempio simile a quella del momento del primo ordine o comunque semplificata in modo adeguato.

5.8.7

Metodo basato sulla rigidezza nominale

5.8.7.1

Generalità

- (1) In un'analisi del secondo ordine basata sulla rigidezza, si raccomanda di utilizzare dei valori nominali della rigidezza a flessione, che tengano conto degli effetti della fessurazione, della non linearità dei materiali e della viscosità sul comportamento complessivo. Questi valori nominali, come sopra definiti si applicano anche per gli elementi adiacenti compresi nell'analisi, per esempio travi, solette o fondazioni. Si raccomanda che l'interazione terreno-struttura sia tenuta in conto ove rilevante.
- (2) I momenti flettenti risultanti di progetto sono utilizzati per il calcolo della resistenza delle sezioni trasversali con riferimento alla loro resistenza al momento flettente e forza assiale secondo il punto 6.1, come comparato con il punto 5.8.6 (1).

5.8.7.2

Rigidezza nominale

- (1) Il modello seguente può essere utilizzato per stimare la rigidezza nominale di elementi compressi snelli con qualsiasi sezione trasversale:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

dove:

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità del calcestruzzo, vedere punto 5.8.6(3);

I_c è il momento d'inerzia della sezione trasversale di calcestruzzo;

E_s è il valore di progetto del modulo di elasticità delle armature, vedere punto 5.8.6 (3);

I_s è il momento d'inerzia dell'area delle armature, rispetto al baricentro del calcestruzzo;

K_c è un coefficiente relativo agli effetti di fessurazione, viscosità, ecc, vedere punto 5.8.7.2 (2) o (3);

K_s è un coefficiente relativo al contributo delle armature, vedere punto 5.8.7.2 (2) o (3).

- (2) Nell'espressione (5.21) possono essere utilizzati i seguenti coefficienti, a condizione che $\rho \geq 0,002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico d'armatura, A_s/A_c ;

A_s è l'area totale delle armature;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità, vedere punto 5.8.4;

k_1 è un coefficiente che dipende dalla classe di resistenza del calcestruzzo, espressione (5.23);

k_2 è un coefficiente che dipende dalla forza assiale e dalla snellezza, espressione (5.24).

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}}/20 \text{ (MPa)} \quad (5.23)$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad (5.24)$$

dove:

n è la forza assiale adimensionale, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ è il rapporto di snellezza, vedere punto 5.8.3.

Se il rapporto di snellezza λ non è definito, k_2 può essere assunto pari a

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad (5.25)$$

- (3) I seguenti coefficienti possono essere utilizzati come alternativa semplificata nell'espressione (5.21), a condizione che $\rho \geq 0,01$:

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5\varphi_{ef}) \quad (5.26)$$

Nota

L'alternativa semplificata può essere appropriata come fase preliminare, alla quale far seguire un calcolo più accurato secondo il sotto punto (2).

- (4) In strutture iperstatiche, si raccomanda di tenere in considerazione gli effetti sfavorevoli della fessurazione in elementi adiacenti. Le espressioni (5.21-5.26) non sono in genere applicabili a tali elementi. Fessurazione parziale e "tension stiffening" possono essere tenuti in conto per esempio secondo il punto 7.4.3. Si possono comunque adottare, come semplificazione, delle sezioni totalmente fessurate. Si raccomanda che la rigidezza sia basata sul modulo di elasticità fittizio del calcestruzzo:

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.27)$$

dove:

E_{cd} è il valore di progetto del modulo di elasticità secondo il punto 5.8.6 (3);

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità; si possono utilizzare gli stessi valori utilizzati per pilastri.

5.8.7.3

Coefficiente di amplificazione del momento

- (1) Il momento totale di progetto, comprendente il momento del secondo ordine, può esprimersi come un'amplificazione dei momenti flettenti risultanti da un'analisi del primo ordine, cioè:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (5.28)$$

dove:

M_{0Ed} è il momento del primo ordine, vedere anche il punto 5.8.8.2 (2);

β è un coefficiente che dipende dalla distribuzione dei momenti del primo e del secondo ordine, vedere punto 5.8.7.3 (2)-(3);

N_{Ed} è il valore di progetto del carico assiale;

N_B è il carico critico basato sulla rigidezza nominale.

- (2) Nel caso di elementi isolati con sezione trasversale costante soggetti a carico assiale, si può generalmente ritenere che il momento del secondo ordine abbia una distribuzione sinusoidale. Quindi

$$\beta = \pi^2 / c_0 \quad (5.29)$$

dove:

c_0 è un coefficiente che dipende dalla distribuzione dei momenti del primo ordine (per esempio, $c_0 = 8$ per un momento del primo ordine costante, $c_0 = 9,6$ per una distribuzione parabolica e $c_0 = 12$ per una distribuzione triangolare simmetrica, ecc.).

- (3) Nel caso di elementi non soggetti a carico trasversale, momenti del primo ordine diversi M_{01} e M_{02} alle estremità possono essere sostituiti con un momento del primo ordine equivalente costante M_{0e} secondo il punto 5.8.8.2 (2). In linea con l'adozione di un momento del primo ordine costante, si dovrebbe utilizzare $c_0 = 8$.

Nota Il valore $c_0 = 8$ si applica anche ad elementi inflessi con doppia curvatura. Si noti che in certi casi, a seconda della snellezza e della forza assiale, i momenti alle estremità possono essere maggiori del momento equivalente amplificato.

- (4) Nei casi in cui non si possano applicare i punti 5.8.7.3 (2) o (3), $\beta = 1$ è una semplificazione generalmente ragionevole. L'espressione (5.28) può quindi essere ridotta a:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - (N_{Ed}/N_B)} \quad (5.30)$$

Nota Il punto 5.8.7.3 (4) si può anche applicare all'analisi globale di alcuni tipi di strutture, per esempio strutture controventate da pareti e simili, dove l'effetto principale delle azioni è il momento flettente nelle unità di controvento. Per altri tipi di strutture, un approccio più generale è dato nell'appendice H, punto H.2.

5.8.8

Metodo basato sulla curvatura nominale

5.8.8.1

Generalità

- (1) Il presente metodo è adatto in primo luogo per elementi isolati con forza normale costante e una lunghezza libera di inflessione l_0 definita (vedere punto 5.8.3.2). Il metodo dà un momento del secondo ordine nominale basato su un'inflessione che a sua volta è basata sulla lunghezza libera d'inflessione e su una curvatura massima stimata [vedere anche punto 5.8.5 (3)].
- (2) Il momento di progetto risultante è utilizzato per il calcolo di sezioni trasversali con riferimento al momento flettente e alla forza assiale secondo il punto 6.1.

5.8.8.2

Momenti flettenti

- (1) Il momento di progetto è:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (5.31)$$

dove:

M_{0Ed} è il momento del primo ordine, che tiene conto dell'effetto delle imperfezioni, vedere anche punto 5.8.8.2 (2);

M_2 è il momento del secondo ordine nominale, vedere punto 5.8.8.2 (3).

Il valore massimo di M_{Ed} è dato dalle distribuzioni di M_{0Ed} e M_2 ; quest'ultimo può essere preso come parabolico oppure sinusoidale sulla lunghezza libera d'inflessione.

Nota

Nel caso di elementi iperstatici, M_{0Ed} è determinato per le condizioni reali di vincolo, mentre M_2 dipenderà dalle condizioni di vincolo attraverso la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.8.1 (1).

- (2) Per membrature senza carichi applicati tra le loro estremità, momenti diversi del primo ordine alle estremità M_{01} e M_{02} possono essere sostituiti con un momento del primo ordine equivalente di estremità M_{0e} :

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} \geq 0,4 M_{02} \quad (5.32)$$

M_{01} e M_{02} dovrebbero avere lo stesso segno se essi provocano trazione sullo stesso lato, altrimenti segni opposti. Inoltre, $|M_{02}| \geq |M_{01}|$.

- (3) Il momento nominale del secondo ordine M_2 nell'espressione (5.31) è

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (5.33)$$

dove:

N_{Ed} è il valore di progetto della forza assiale;

e_2 è l'inflessione = $(1/r) l_0^2 / c$;

$1/r$ è la curvatura, vedere punto 5.8.8.3;

l_0 è la lunghezza libera d'inflessione, vedere punto 5.8.3.2;

c è un fattore che dipende dalla distribuzione della curvatura, vedere punto 5.8.8.2 (4).

- (4) Nel caso di sezione trasversale costante, si utilizza generalmente $c = 10 (\approx \pi^2)$. Se il momento del primo ordine è costante, si raccomanda di utilizzare un valore minore (8 è un limite inferiore, che corrisponde a momento totale costante).

Nota

Il valore π^2 corrisponde ad una distribuzione di curvatura sinusoidale. Il valore per una curvatura costante è 8. Si noti che c dipende dalla distribuzione della curvatura totale, mentre c_0 nel punto 5.8.7.3 (2) dipende soltanto dalla curvatura corrispondente al momento del primo ordine.

5.8.8.3

Curvatura

- (1) Nel caso di elementi con sezioni trasversali simmetriche (comprese le armature), si può utilizzare la seguente relazione:

$$1/r = K_T \cdot K_\varphi \cdot 1/r_0 \quad (5.34)$$

dove:

K_T è un coefficiente correttivo che dipende dal carico assiale, vedere punto 5.8.8.3 (3);

K_φ è un coefficiente per tener conto della viscosità, vedere punto 5.8.8.3 (4);

$1/r_0 = \varepsilon_{yd} / (0,45 d)$;

$\varepsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$;

d è l'altezza utile; vedere anche punto 5.8.8.3 (2).

- (2) Se le armature non sono tutte concentrate su lati opposti, ma parte di esse è distribuita parallelamente al piano d'inflessione, d' è definito come

$$d' = (h/2) + i_s \quad (5.35)$$

dove i_s è il raggio d'inerzia dell'area totale delle armature.

- (3) Nell'espressione (5.34) si dovrebbe adottare K_T pari a:

$$K_T = (n_u - n) / (n_u - n_{bal}) \leq 1 \quad (5.36)$$

dove:

$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$, forza assiale adimensionale;

N_{Ed} è il valore di progetto della forza assiale;

$n_u = 1 + \omega$;

n_{bal} è il valore di n corrispondente al massimo valore del momento resistente; si può adottare il valore 0,4;

$\omega = A_s f_{yd} / (A_c f_{cd})$;

A_s è l'area totale delle armature;

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

- (4) Si raccomanda che l'effetto della viscosità sia tenuto in conto attraverso il seguente coefficiente:

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 \quad (5.37)$$

dove:

φ_{ef} è il coefficiente efficace di viscosità, vedere punto 5.8.4;

$\beta = 0,35 + f_{ck}/200 - \lambda/150$;

λ è la snellezza, vedere punto 5.8.3.1.

5.8.9

Flessione deviata

- (1) Il metodo generale descritto nel punto 5.8.6 può essere utilizzato anche per flessione deviata. Quando si utilizzano metodi semplificati si applicano le seguenti disposizioni. Si raccomanda di prestare particolare attenzione nell'identificazione della sezione dell'elemento soggetta alla combinazione critica dei momenti.
- (2) In una prima fase si possono effettuare calcoli separati per ciascuna delle direzioni principali, senza tener conto della flessione deviata. È necessario tener conto delle imperfezioni soltanto nella direzione nella quale esse provocano l'effetto più sfavorevole.
- (3) Nessun'altra verifica è necessaria se i rapporti di snellezza soddisfano le due condizioni seguenti:

$$\lambda_y / \lambda_z \leq 2 \text{ e } \lambda_z / \lambda_y \leq 2 \quad (5.38a)$$

e se le eccentricità relative e_y/h_{eq} e e_z/b_{eq} (vedere figura 5.8) soddisfano una delle seguenti condizioni:

$$\frac{e_y/h_{eq}}{e_z/b_{eq}} \leq 0,2 \text{ oppure } \frac{e_z/b_{eq}}{e_y/h_{eq}} \leq 0,2 \quad (5.38b)$$

dove:

b, h sono la larghezza e l'altezza della sezione;

$b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ e $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ per una sezione rettangolare equivalente;

λ_y, λ_z sono le snellezze l_0 / i rispettivamente secondo gli assi y e z ;

i_y, i_z sono i raggi d'inerzia rispettivamente secondo gli assi y e z ;

$e_z = M_{Edy} / N_{Ed}$; eccentricità lungo l'asse z ;

$e_y = M_{Edz} / N_{Ed}$; eccentricità lungo l'asse y ;

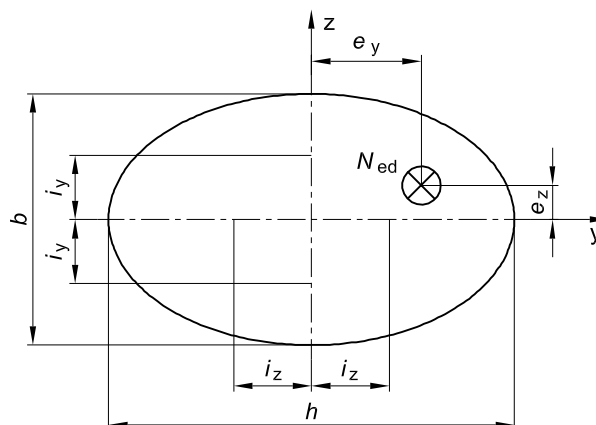
M_{Edy} è il momento di progetto che include il momento di inerzia lungo l'asse y ;

M_{Edz} è il momento di progetto che include il momento di inerzia lungo l'asse z ;

N_{Ed} è il valore di progetto del carico assiale nella rispettiva combinazione di carico.

figura 5.8

Definizione delle eccentricità e_y ed e_z



- (4) Se la condizione dell'espressione (5.38) non è soddisfatta, si raccomanda di tener conto della flessione deviata compresi gli effetti del secondo ordine in ogni direzione [a meno che essi non possano essere trascurati secondo i punti 5.8.2 (6) o 5.8.3]. In assenza di un calcolo accurato della sezione trasversale per flessione deviata, si può utilizzare il seguente criterio semplificato:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (5.39)$$

dove:

$M_{Edz/y}$ è il momento di progetto intorno all'asse considerato, comprendente un momento nominale del secondo ordine;

$M_{Rdz/y}$ è il momento resistente nella direzione considerata;

a è l'esponente;

per sezioni circolari ed ellittiche: $a = 2$

per sezioni rettangolari:

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
$a =$	1,0	1,5	2,0

con interpolazione lineare per valori intermedi;

N_{Ed} è il valore di progetto della forza assiale;

$N_{Rd} = A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$, valore di progetto della forza normale resistente:

dove:

A_c è l'area lorda della sezione di calcestruzzo,

A_s è l'area delle armature longitudinali.

5.9

Instabilità laterale di travi snelle

- (1)P L'instabilità laterale di travi snelle deve essere tenuta in conto ove necessario, per esempio nel caso di travi prefabbricate durante il trasporto e il montaggio, nei casi di travi senza sufficienti controventi laterali nella struttura finita, ecc. Si deve tenere conto delle imperfezioni geometriche.
- (2) Nella verifica di travi non controventate si raccomanda di assumere, come imperfezione geometrica, un'inflessione laterale di $l/300$, con l = lunghezza totale della trave. Nelle strutture finite può mettersi in conto il controvento assicurato da elementi connessi alla trave considerata.

- (3) Gli effetti del secondo ordine in relazione all'instabilità laterale possono essere trascurati se le condizioni seguenti sono soddisfatte:

- situazioni persistenti: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}}$ e $h/b \leq 2,5$ (5.40a)

- situazioni transitorie: $\frac{l_{0t}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}}$ e $h/b \leq 3,5$ (5.40b)

dove:

l_{0t} è la distanza fra vincoli torsionali;

h è l'altezza totale della trave nella parte centrale del tratto l_{0t} ;

b è la larghezza dell'ala compressa.

- (4) Nel progetto di strutture di supporto si raccomanda di tenere conto della torsione associata con l'instabilità laterale.

5.10

Elementi e strutture precomprese

5.10.1

Generalità

- (1)P La precompressione presa in esame nella presente norma è quella applicata al calcestruzzo per mezzo di armature in tensione.
- (2) Gli effetti della precompressione possono esser considerati come un'azione oppure come una resistenza causata dalla deformazione e dalla curvatura pre-imprese. Si raccomanda che la capacità portante sia calcolata di conseguenza.
- (3) Generalmente, la precompressione è introdotta nelle combinazioni di azioni definite nella EN 1990 e si raccomanda che i suoi effetti siano inclusi nel momento flettente e nella forza normale agenti.
- (4) Tenuto conto delle precedenti ipotesi (3), si raccomanda che il contributo delle armature da precompressione alla resistenza della sezione sia limitato alla loro resistenza aggiuntiva al di là della pretensione. Questa resistenza aggiuntiva può essere calcolata assumendo che l'origine della relazione tensioni-deformazioni dei cavi sia spostata per tener conto della pre-tensione.
- (5)P Deve essere evitata la rottura fragile dell'elemento causata dalla rottura delle armature da precompressione.
- (6) Per evitare la rottura fragile si raccomanda di seguire uno o più dei seguenti metodi:
- | | |
|-----------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Metodo A: | Prevedere un'armatura minima in conformità al punto 9.2.1. |
| Metodo B: | Prevedere armature aderenti pretese. |
| Metodo C: | Prevedere un accesso agevole agli elementi di calcestruzzo precompresso in modo tale che sia possibile verificare e controllare la condizione delle armature con metodi non distruttivi o attraverso monitoraggio. |
| Metodo D: | Dimostrare in maniera soddisfacente l'affidabilità delle armature. |
| Metodo E: | Assicurare che nell'eventualità di un collasso dovuto a un aumento del carico o a una riduzione della precompressione sotto la combinazione frequente di azioni, si produca la fessurazione prima che sia superata la capacità ultima, tenendo conto della redistribuzione dei momenti dovuta agli effetti della fessurazione. |

Nota La scelta dei metodi da adottare in uno Stato può essere reperita nella sua appendice nazionale.

5.10.2 Forza di precompressione durante la messa in tensione

5.10.2.1 Forza di precompressione massima

- (1)P La forza applicata a un'armatura da precompressione, P_{\max} (cioè la forza all'estremità attiva durante la messa in tensione) non deve essere maggiore del valore seguente:

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} \quad (5.41)$$

dove:

A_p è l'area della sezione trasversale dell'armatura da precompressione;

$\sigma_{p,\max}$ è la tensione massima applicata all'armatura da precompressione;
 $= \min \{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\}.$

Nota I valori di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono $k_1 = 0,8$ e $k_2 = 0,9$.

- (2) È ammessa una sovratensione se la forza applicata nel martinetto può essere misurata con un'accuratezza del $\pm 5\%$ del valore finale della forza di precompressione. In questi casi la massima forza di precompressione P_{\max} può essere aumentata fino a $k_3 f_{p0,1k} A_p$ (per esempio nell'eventualità di un attrito elevato inaspettato su un banco di pretensione di grande lunghezza).

Nota I valori di k_3 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,95.

5.10.2.2 Limitazione della tensione nel calcestruzzo

- (1)P Si devono evitare rotture o scheggiature locali del calcestruzzo alle estremità degli elementi pre- o post-compresi.
- (2) Si raccomanda di evitare rotture o scheggiature locali del calcestruzzo dietro agli ancoraggi di post-tensione, in accordo con il Benestare Tecnico Europeo pertinente.
- (3) Si raccomanda che la resistenza del calcestruzzo al momento dell'applicazione o del trasferimento della precompressione non sia minore del valore minimo definito nel Benestare Tecnico Europeo pertinente.

- (4) Se la tesatura delle singole armature è effettuata per gradi, la resistenza richiesta per il calcestruzzo può essere ridotta. La resistenza minima $f_{cm}(t)$ al tempo t deve essere k_4 [per cento] della resistenza del calcestruzzo prescritta, per la precompressione completa, nel Benestare Tecnico Europeo pertinente. Tra la resistenza minima del calcestruzzo e quella prescritta per la precompressione completa, si può interpolare tra k_5 [per cento] e 100% della precompressione completa.

Nota I valori di k_4 e k_5 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per k_4 è 50 e per k_5 è 30.

- (5) Si raccomanda che la tensione di compressione nel calcestruzzo della struttura, indotta dalla forza di precompressione e dagli altri carichi agenti al momento della messa in tensione o del rilascio della precompressione, sia limitata a:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5.42)$$

dove $f_{ck}(t)$ è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo all'istante t quando esso è sottoposto alla forza di precompressione.

Per elementi con armatura pre-tesa, la tensione nel calcestruzzo al momento del trasferimento della pretensione può essere aumentata fino a $k_6 f_{ck}(t)$, se si può dimostrare con prove o nella pratica che la formazione di fessurazioni longitudinali è impedita.

Nota Il valore di k_6 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,7.

Se la tensione di compressione supera permanentemente $0,45 f_{ck}(t)$, allora si raccomanda di tener conto della non linearità della viscosità.

5.10.2.3

Misurazioni

- (1)P Nel sistema con armatura post-tesa la forza di pretensione e il relativo allungamento dell'armatura devono essere verificati attraverso misurazioni e le perdite reali dovute ad attrito devono essere controllate.

5.10.3

Forza di precompressione

- (1)P A un dato tempo t e ad una distanza (o ascissa curvilinea) x dall'estremità attiva dell'armatura, la forza media di precompressione $P_{m,t}(x)$ è uguale alla massima forza P_{max} applicata all'estremità attiva, meno le perdite immediate e le perdite dipendenti dal tempo (vedere sotto). Tutte le perdite sono espresse in valori assoluti.
- (2) Il valore della forza iniziale di precompressione $P_{m0}(x)$ (al momento $t = t_0$) applicata al calcestruzzo dall'ancoraggio immediatamente dopo la messa in tensione (armatura post-tesa) o dopo il trasferimento di precompressione (armatura pre-tesa) si ottiene sottraendo dalla forza P_{max} all'istante della messa in tensione le perdite immediate $\Delta P_i(x)$. Si raccomanda che detta forza iniziale non superi il valore seguente:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x), \quad (5.43)$$

dove:

$\sigma_{pm0}(x)$ è la tensione nell'armatura subito dopo la messa in tensione o il trasferimento della precompressione;
 $= \min \{k_7 f_{pk}; k_8 f_{p0,1k}\}.$

Nota I valori di k_7 e k_8 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per k_7 è 0,75 e per k_8 è 0,85.

- (3) Nel determinare le perdite immediate $\Delta P_i(x)$ si raccomanda di considerare le seguenti influenze immediate, per pre-tensionamento e post-tensionamento, ove applicabili (vedere punti 5.10.4 e 5.10.5):
- perdite dovute alla deformazione elastica del calcestruzzo ΔP_{el} ;
 - perdite dovute al rilassamento a breve termine ΔP_r ;
 - perdite dovute all'attrito $\Delta P_{\mu}(x)$;
 - perdite dovute al rientro dell'ancoraggio ΔP_{sl} .
- (4) Si raccomanda di determinare il valore medio della forza di precompressione $P_{m,t}(x)$ al tempo $t > t_0$ in relazione al sistema di precompressione. In aggiunta alle perdite immediate elencate in (3), si raccomanda di considerare le perdite di precompressione dipendenti dal tempo $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (vedere punto 5.10.6) per effetto della viscosità, del ritiro del calcestruzzo e del rilassamento a lungo termine dell'acciaio da precompressione e quindi $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

5.10.4

Perdite immediate nella precompressione con armature pre-tese

- (1) Si raccomanda di considerare le seguenti perdite durante il pre-tensionamento:
- (i) durante il processo di tesatura: perdita dovuta all'attrito in corrispondenza delle deviazioni angolari (nel caso di fili o trefoli) e perdite dovute al rientro dei cunei dei dispositivi di ancoraggio.
 - (ii) prima del trasferimento della precompressione al calcestruzzo: perdita dovuta al rilassamento delle armature pre-tese durante il periodo che intercorre tra la messa in tensione delle armature e la precompressione del calcestruzzo.

Nota Nel caso della maturazione a vapore, le perdite dovute a ritiro e rilassamento sono modificate e si raccomanda che esse siano valutate di conseguenza; in questo caso si raccomanda di considerare anche gli effetti termici diretti (vedere punto 10.3.2.1 e appendice D).

- (iii) durante il trasferimento della precompressione al calcestruzzo: perdita dovuta alla deformazione elastica del calcestruzzo in conseguenza dell'azione delle armature pre-tese, quando queste sono rilasciate dagli ancoraggi.

5.10.5 Perdite immediate di precompressione per post-tensione

5.10.5.1 Perdite dovute a deformazione istantanea del calcestruzzo

- (1) Si raccomanda di tener conto della perdita nella forza dell'armatura corrispondente alla deformazione del calcestruzzo, tenendo conto dell'ordine con il quale le armature sono tesate.
- (2) Questa perdita, ΔP_{el} , può essere valutata come una perdita media in ogni armatura, nel seguente modo:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.44)$$

dove:

$\Delta \sigma_c(t)$ è la variazione di tensione nel baricentro delle armature all'istante t ;

j è un coefficiente pari a:

$(n-1)/2n$ dove n è il numero di armature identiche pre-tese in successione. In via approssimata j può essere assunto pari a 1/2,

1 per le variazioni dovute alle azioni permanenti applicate dopo la precompressione.

5.10.5.2 Perdite dovute ad attrito

- (1) Le perdite $\Delta P_\mu(x)$ nelle armature post-tese dovute all'attrito possono essere valutate con l'espressione:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{\max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (5.45)$$

dove:

θ è la somma delle deviazioni angolari su una lunghezza x (indipendentemente dalla direzione o dal segno);

μ è il coefficiente d'attrito tra l'armatura e la sua guaina;

k è una deviazione angolare non intenzionale per cavi interni (per unità di lunghezza);

x è la distanza lungo l'armatura dal punto dove la forza di precompressione è pari a P_{\max} (forza all'estremità attiva durante la messa in tensione).

I valori μ e k sono dati nel pertinente Benestare Tecnico Europeo. Il valore μ dipende dalle caratteristiche della superficie delle armature e della guaina, dalla presenza di ruggine, dall'allungamento dell'armatura e dal profilo dell'armatura.

Il valore k per la deviazione angolare non intenzionale dipende dalla qualità della esecuzione, dalla distanza tra i punti d'appoggio delle armature, dal tipo di condotto o guaina impiegato e dal grado di vibrazione utilizzato nella posa in opera del calcestruzzo.

- (2) In assenza di dati provenienti da un Benestare Tecnico Europeo, si possono assumere i valori di μ dati nel prospetto 5.1, quando si utilizza l'espressione (5.45).
- (3) In assenza di dati provenienti da un Benestare Tecnico Europeo, i valori delle deviazioni angolari non intenzionali nei cavi interni sono generalmente nell'intervallo $0,005 < k < 0,01$ per metro.
- (4) Per cavi esterni, le perdite di precompressione dovute a deviazioni non intenzionali possono essere trascurate.

prospetto 5.1

Coefficienti di attrito μ di armature post-tese in cavi interni e armature non aderenti in cavi esterni

	Armature interne ¹⁾	Armature esterne non aderenti			
		Condotto di acciaio/non lubrificato	condotto HDPE/non lubrificato	Condotto di acciaio/lubrificato	Condotto HDPE/lubrificato
Filo laminato a freddo	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Trefolo	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Barra deformata	0,65	-	-	-	-
Barra liscia rotonda	0,33	-	-	-	-
1) Per armature che riempiono all'incirca metà del condotto.					

Nota HDPE - Polietilene ad alta densità.

5.10.5.3 Perdite all'ancoraggio

- (1) Si raccomanda di tener conto delle perdite dovute al rientro del cuneo dei dispositivi di ancoraggio durante l'operazione di ancoraggio dopo la messa in tensione, nonché delle perdite dovute alla deformazione dello stesso ancoraggio.
- (2) I valori del rientro del cuneo sono dati nel Benestare Tecnico Europeo.

5.10.6 Perdite di precompressione nella pre- e post-tensione dipendenti dal tempo

- (1) Le perdite dipendenti dal tempo possono essere calcolate considerando le due seguenti riduzioni di tensioni nell'acciaio:
 - (a) quella conseguente all'accorciamento dell'armatura causata dalla deformazione del calcestruzzo per viscosità e ritiro, sotto i carichi permanenti;
 - (b) riduzione di tensione nell'acciaio dovuta al rilassamento sotto tensione.
- (2) Un metodo semplificato per la valutazione delle perdite di precompressione dipendenti dal tempo alla posizione x sotto i carichi permanenti è dato dall'espressione (5.46).

Nota Il rilassamento dell'acciaio dipende dalla deformazione del calcestruzzo per viscosità e ritiro. Questa interazione può generalmente e approssimativamente essere tenuta in conto tramite un coefficiente di riduzione 0,8.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \quad (5.46)$$

dove:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento alla posizione x , all'istante t ;

ε_{cs} è la deformazione per ritiro stimata secondo il punto 3.1.4(6) in valore assoluto;

E_p è il modulo di elasticità dell'acciaio da precompressione, vedere punto 3.3.3 (2);

E_{cm} è il modulo di elasticità del calcestruzzo (prospetto 3.1);

$\Delta \sigma_{pr}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature alla posizione x , al tempo t , per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione. Esso è determinato per una tensione di:

$$\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \psi_2 Q)$$

dove $\sigma_p = \sigma_p (G + P_{m0} + \psi_2 Q)$ è la tensione iniziale nelle armature dovuta alla precompressione iniziale e alle azioni quasi-permanenti;

$\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta a peso proprio, precompressione iniziale e ad altre azioni quasi-permanenti ove presenti. Il valore di $\sigma_{c,QP}$ può essere l'effetto di parte del peso proprio e della precompressione iniziale, oppure l'effetto di una combinazione di azioni quasi permanente completa $[\sigma_p(G + P_{m0} + \psi_2 Q)]$, a seconda della fase costruttiva in esame;

A_p è l'area di tutte le armature di precompressione nella posizione x ;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;

z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature.

Si raccomanda che le tensioni di compressione e le relative deformazioni date in (5.46) siano prese con segno positivo.

- (3) L'espressione (5.46) si applica ad armature aderenti quando si utilizzano i valori locali delle tensioni, oppure ad armature non aderenti quando si utilizzano valori medi delle tensioni. Si raccomanda che i valori medi siano calcolati tra le sezioni corrispondenti ai punti teorici di deviazione nei cavi esterni, o lungo l'intera lunghezza nel caso dei cavi interni.

5.10.7

Messa in conto della precompressione nell'analisi

- (1) La precompressione con cavi esterni può dar luogo a momenti del secondo ordine.
- (2) Momenti iperstatici indotti dalla precompressione si generano soltanto in strutture iperstatiche.
- (3) Si raccomanda che nell'analisi lineare entrambi gli effetti, isostatico e iperstatico, della precompressione siano valutati prima di considerare qualsiasi ridistribuzione di forze e momenti (vedere punto 5.5).
- (4) Nell'analisi plastica e in quella non lineare l'effetto iperstatico della precompressione può essere trattato come rotazioni plastiche aggiuntive, che si raccomanda di includere nella verifica della capacità di rotazione.
- (5) Nel caso delle armature post-tese, si può ritenere che, dopo l'iniezione di malta nei condotti, l'aderenza tra l'acciaio e il calcestruzzo sia perfetta. Comunque, prima dell'iniezione della malta, le armature devono essere considerate come non aderenti.
- (6) Si può assumere che le armature esterne siano rettilinee tra due deviatori consecutivi.

5.10.8

Effetti della precompressione allo stato limite ultimo

- (1) In generale, il valore di progetto della forza di precompressione si può valutare come $P_{d,t}(x) = \gamma_p \cdot P_{m,t}(x)$ [vedere punto 5.10.3 (4) per la definizione di $P_{m,t}(x)$ e punto 2.4.2.2 per γ_p].
- (2) Per elementi precompressi con armature permanentemente non aderenti, quando si calcola l'aumento di tensione nell'acciaio da precompressione, è generalmente necessario prendere in conto la deformazione dell'intero elemento. Se non si effettua un calcolo dettagliato, si può ipotizzare che l'aumento di tensione dall'effettiva precompressione fino alla tensione allo stato limite ultimo sia $\Delta\sigma_{p,SLU}$.

Nota Il valore di $\Delta\sigma_{p,SLU}$ da utilizzare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 100 MPa.

- (3) Se l'aumento di tensione è calcolato facendo riferimento allo stato di deformazione dell'intero elemento, si raccomanda di utilizzare i valori medi delle proprietà dei materiali. Si raccomanda che il valore di progetto dell'aumento di tensione $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \cdot \gamma_{\Delta P}$ sia determinato applicando rispettivamente i coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{\Delta P,sup}$ e $\gamma_{\Delta P,inf}$.

Nota I valori di $\gamma_{\Delta P, \text{sup}}$ e $\gamma_{\Delta P, \text{inf}}$ da utilizzare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per $\gamma_{\Delta P, \text{sup}}$ e $\gamma_{\Delta P, \text{inf}}$ sono rispettivamente 1,2 e 0,8. Se si esegue l'analisi lineare con sezioni non fessurate, è possibile adottare un limite di deformazione minore e il valore raccomandato per entrambi $\gamma_{\Delta P, \text{sup}}$ e $\gamma_{\Delta P, \text{inf}}$ è 1,0.

5.10.9 Effetti della precompressione allo stato limite di esercizio e allo stato limite di fatica

(1)P Per verifiche in esercizio e a fatica si deve tener conto di possibili variazioni nella precompressione. Due valori caratteristici della forza di precompressione allo stato limite di esercizio sono stimati con:

$$P_{k, \text{sup}} = r_{\text{sup}} P_{m, t} (x) \quad (5.47)$$

$$P_{k, \text{inf}} = r_{\text{inf}} P_{m, t} (x) \quad (5.48)$$

dove:

$P_{k, \text{sup}}$ è il valore caratteristico superiore;

$P_{k, \text{inf}}$ è il valore caratteristico inferiore.

Nota I valori di r_{sup} e r_{inf} da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono:

- per armature pre-tese o armature non aderenti: $r_{\text{sup}} = 1,05$ e $r_{\text{inf}} = 0,95$
- per armature post-tese aderenti: $r_{\text{sup}} = 1,10$ e $r_{\text{inf}} = 0,90$
- quando sono prese misure appropriate (per esempio misurazione diretta della precompressione): $r_{\text{sup}} = r_{\text{inf}} = 1,0$.

5.11 Analisi per alcuni particolari elementi strutturali

(1)P Le solette appoggiate su pilastri sono definite solette piane.

(2)P I muri di taglio sono muri di calcestruzzo normale o armato, che contribuiscono alla stabilità laterale della struttura.

Nota Per informazioni riguardo all'analisi delle solette piane e dei muri di taglio, vedere l'appendice I.

SEZIONE 6

STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

6.1 Flessione con o senza forza assiale

(1)P La presente Sezione riguarda regioni prive di discontinuità di travi, piastre e altri elementi analoghi nelle quali le sezioni sono approssimativamente piane prima e dopo l'applicazione dei carichi. Le regioni di discontinuità di travi e di altri elementi in cui le sezioni piane non rimangono piane possono essere progettate secondo il punto 6.5.

(2)P Nella determinazione del momento resistente ultimo di una sezione di calcestruzzo armato o precompresso, si introducono le seguenti ipotesi:

- le sezioni piane rimangono piane;
- la deformazione di un'armatura aderente ordinaria o di precompressione, sia tesa sia compressa, è la stessa del calcestruzzo circostante;
- la resistenza a trazione del calcestruzzo viene ignorata;
- le tensioni nel calcestruzzo compresso si ricavano dai diagrammi tensioni-deformazioni di progetto date nel punto 3.1.7;
- le tensioni nell'armatura ordinaria o di precompressione si ricavano dai diagrammi tensioni-deformazioni di progetto del punto 3.2 (figura 3.8) e del punto 3.3 (figura 3.10);
- la deformazione iniziale nelle armature di precompressione è considerata nel calcolo delle tensioni agenti in tali armature.

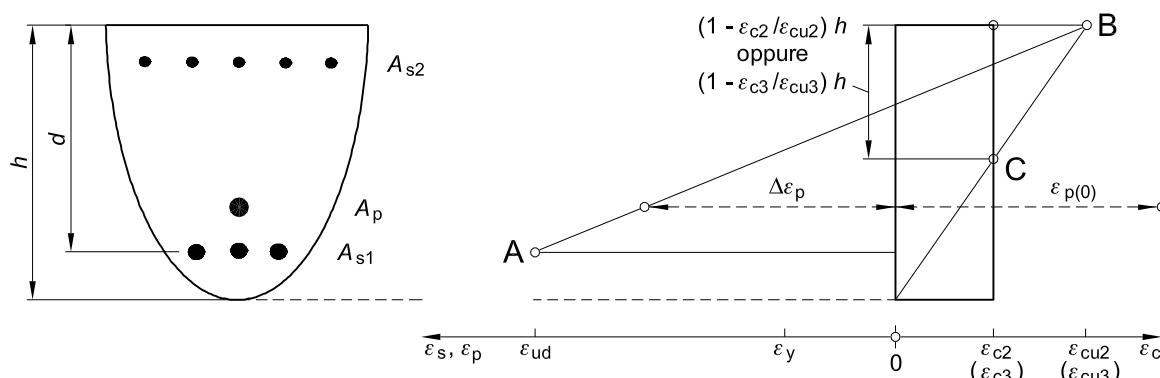
- (3)P La deformazione di compressione del calcestruzzo deve essere limitata a ε_{cu2} , o ε_{cu3} , a seconda del diagramma tensione-deformazione impiegato, vedere punto 3.1.7 e il prospetto 3.1.) Le deformazioni dell'acciaio ordinario e di quello da precompressione devono essere limitate a ε_{ud} (dove applicabile); vedere punti 3.2.7 (2) e 3.3.6 (7) rispettivamente.
- (4) Per sezioni con armatura simmetrica caricate assialmente, è necessario assumere l'eccentricità minima $e_0 = h/30$ ma non minore di 20 mm essendo h l'altezza della sezione.
- (5) In parti di sezioni soggette a carichi approssimativamente centrati ($e_d/h < 0,1$), come piattabande compresse di travi a cassone, si raccomanda che la deformazione limite a compressione sia pari a ε_{c2} (oppure ε_{c3} se si utilizza la relazione bi-lineare della figura 3.4).
- (6) I possibili campi di deformazione sono indicati nella figura 6.1.
- (7) Per elementi precompressi con armature di precompressione permanentemente non aderenti vedere punto 5.10.8.
- (8) Per armature di precompressione esterne la deformazione dell'acciaio di precompressione tra due punti di contatto successivi (ancoraggi o selle di deviazione) si assume costante. La deformazione dell'acciaio di precompressione è quindi uguale alla deformazione iniziale, ottenuta subito dopo il completamento delle operazioni di precompressione, aumentata della deformazione dovuta alla deformazione della struttura tra le due zone di contatto considerate. Vedere anche punto 5.10.

figura 6.1

Possibili distribuzioni di deformazioni allo stato limite ultimo

Legenda

- A Deformazione limite dell'armatura tesa
B Deformazione limite del calcestruzzo compresso
C Deformazione limite del calcestruzzo per compressione semplice



6.2

Taglio

6.2.1

Procedimento generale di verifica

- (1)P Per la verifica della resistenza a taglio si definiscono i seguenti simboli:

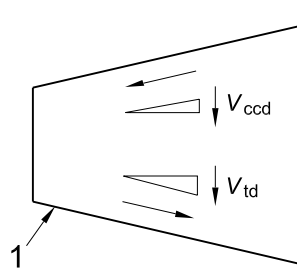
- $V_{Rd,c}$ è la resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio;
 $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;
 $V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

In elementi con correnti inclinati si definiscono, in aggiunta, i seguenti valori (vedere figura 6.2):

- V_{ccd} è il valore di progetto della componente trasversale della forza nella zona compressa, nel caso di un corrente compresso inclinato;
 V_{td} è il valore di progetto della componente trasversale della forza nell'armatura tesa, nel caso di un corrente teso inclinato.

figura 6.2

Componente trasversale per elementi con correnti inclinati



- (2) La resistenza a taglio di un elemento con armatura a taglio è pari a:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (6.1)$$
- (3) Nelle zone dell'elemento dove $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ non risulta necessario calcolare le armature a taglio. V_{Ed} è lo sforzo di taglio di progetto nella sezione considerata derivante dai carichi esterni e dalla precompressione (a cavi aderenti o non aderenti).
- (4) Se, sulla base dei calcoli di progetto a taglio, non è richiesta armatura a taglio, si raccomanda di disporre comunque un'armatura minima secondo il punto 9.2.2. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) dove la ripartizione trasversale dei carichi può avvenire. L'armatura minima a taglio può anche essere omessa in elementi di minore importanza (per esempio architravi di luce ≤ 2 m) che non contribuiscono in modo significativo alla resistenza e alla stabilità complessiva della struttura.
- (5) Nelle zone dove $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ secondo l'espressione (6.2), si raccomanda di disporre un'armatura a taglio in modo che risulti $V_{Ed} \leq V_{Rd}$ [vedere l'espressione (6.1)].
- (6) Si raccomanda che la somma dello sforzo di taglio di progetto e dei contributi delle piattabande, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$, sia non maggiore del valore massimo ammesso $V_{Rd,max}$ (vedere punto 6.2.3), in ogni parte dell'elemento.
- (7) Si raccomanda che l'armatura tesa longitudinale sia in grado di sopportare la forza di trazione aggiuntiva dovuta al taglio [vedere punto 6.2.3 (7)].
- (8) Per elementi soggetti prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti, lo sforzo di taglio di progetto non deve essere verificato a una distanza minore di d' misurata dalla faccia dell'appoggio. Si raccomanda che l'armatura richiesta per il taglio sia estesa fino all'appoggio. In aggiunta si raccomanda di verificare che il taglio in corrispondenza dell'appoggio non superi $V_{Rd,max}$ [vedere anche punti 6.2.2 (6) e 6.2.3 (8)].
- (9) Se il carico è applicato in prossimità dell'intradosso di una sezione, si raccomanda che siano disposte sufficienti armature verticali, in aggiunta a quelle richieste per sopportare il taglio, per riportare il carico all'estradosso della sezione.

6.2.2

Elementi che non richiedono armature a taglio

- (1) Il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ è dato da:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d' \quad (6.2.a)$$

in ogni caso non minore di

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d' \quad (6.2.b)$$

dove:

f_{ck} è in Megapascal;

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d'}} \leq 2,0$ con d' in millimetri;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d'} \leq 0,02$;

- A_{sl} è l'area dell'armatura tesa, che si estende per non meno di $(l_{bd} + d')$ oltre la sezione considerata (vedere figura 6.3);
- b_w è la larghezza minima della sezione in zona tesa [millimetri];
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$ [Megapascal];
- N_{Ed} è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione in [Newton] ($N_{Ed} > 0$ per la compressione). L'influenza delle deformazioni impresse su N_{Ed} può essere trascurata;
- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo [millimetri quadrati];
- $V_{Rd,c}$ è in [Newton].

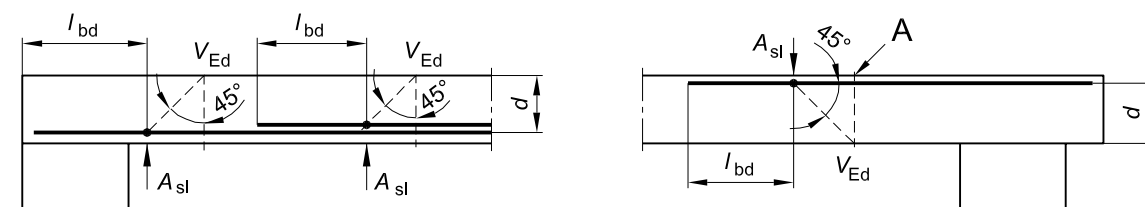
Nota I valori di $C_{Rd,c}$, v_{min} e k_1 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è $0,18/\gamma_c$, quello per v_{min} è dato dall'espressione (6.3N) e quello per k_1 è 0,15.

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.3N)$$

figura 6.3 Definizione di A_{sl} nella espressione (6.2)

Legenda

A Sezione considerata



- (2) In elementi precompressi a campata singola privi di armatura a taglio, la resistenza a taglio delle zone fessurate per flessione può essere calcolata con l'espressione (6.2a). Nelle zone non fessurate per flessione (dove la tensione di trazione dovuta alla flessione è minore di $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$) si raccomanda che la resistenza a taglio sia limitata alla resistenza a trazione del calcestruzzo. In queste zone la resistenza a taglio è data da:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (6.4)$$

dove:

- I è il momento d'inerzia della sezione;
- b_w è la larghezza della sezione in corrispondenza dell'asse baricentrico, tenendo conto della presenza delle guaine in accordo con le espressioni (6.16) e (6.17);
- S è il momento statico rispetto all'asse neutro dell'area posta sopra l'asse neutro;
- $\alpha_1 = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ per armature di precompressione pre-tese;
 $\alpha_1 = 1,0$ per altri tipi di precompressione;
- l_x è la distanza della sezione considerata dal punto iniziale della lunghezza di trasmissione;
- l_{pt2} è il limite superiore della lunghezza di trasmissione dell'elemento precompresso secondo l'espressione (8.18);
- σ_{cp} è la tensione di compressione del calcestruzzo in corrispondenza dell'asse baricentrico dovuta alla forza assiale e/o alla precompressione ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ in MPa, $N_{Ed} > 0$ per la compressione).

Per sezioni di larghezza variabile lungo l'altezza, la massima tensione principale può verificarsi su di una corda diversa da quello baricentrico. In tal caso si raccomanda che il valore minimo della resistenza a taglio sia ottenuto calcolando $V_{Rd,c}$ per diverse corde della sezione.

- (3) Il calcolo della resistenza a taglio con l'espressione (6.4) non è richiesto per sezioni poste a una distanza dall'appoggio minore del punto di intersezione tra l'asse baricentrico e la linea inclinata a 45° uscente dal bordo interno dell'appoggio.
- (4) Nel caso generale di elementi soggetti a un momento flettente e ad una forza assiale per i quali si dimostra che non si raggiunge la fessurazione allo stato limite ultimo, si fa riferimento al punto 12.6.3.
- (5) Per il progetto dell'armatura longitudinale, nella zona fessurata per flessione, si raccomanda che il diagramma M_{Ed} sia traslato di una distanza $a_v = d$ nella direzione sfavorevole [vedere punto 9.2.1.3 (2)].
- (6) Per elementi soggetti a carichi applicati all'estradosso a distanza $0,5d \leq a_v \leq 2d$ a partire dal bordo dell'appoggio (o il centro dell'appoggio se si utilizzano appoggi flessibili), il contributo di questo carico allo sforzo di taglio V_{Ed} può essere ridotto con il fattore $\beta = a_v / 2d$. Questa riduzione può essere applicata per la verifica di $V_{Rd,c}$ nell'espressione (6.2a). Ciò è valido solo a condizione che l'armatura longitudinale sia completamente ancorata all'appoggio. Per $a_v \leq 0,5d$ si raccomanda di adottare il valore $a_v = 0,5d$.

Si raccomanda che lo sforzo di taglio V_{Ed} , calcolato senza la riduzione β , rispetti comunque sempre la condizione

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd} \quad (6.5)$$

essendo v un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio.

Nota Il valore di v da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato da:

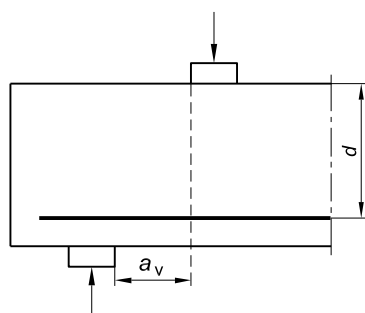
$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] (f_{ck} \text{ in MPa}) \quad (6.6N)$$

figura 6.4

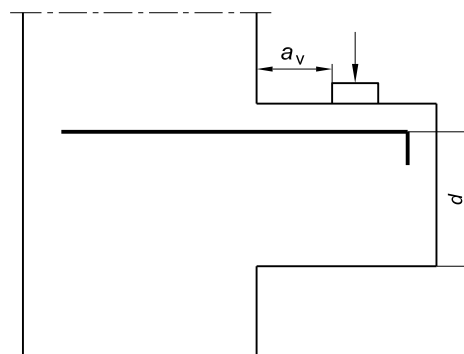
Carichi in prossimità di appoggi

Legenda

- a) Trave con appoggio diretto
- b) Mensola corta



a)



b)

- (7) Travi con carichi applicati in prossimità di appoggi e mensole corte possono essere progettati in alternativa con modelli tirante e puntone. Per questa alternativa, si fa riferimento al punto 6.5.

6.2.3

Elementi che richiedono armatura a taglio

- (1) Il progetto di elementi con armatura a taglio è basato su un modello a traliccio (figura 6.5). I valori limite per l'angolo θ dei puntoni inclinati d'anima sono dati nel punto 6.2.3 (2).

Nella figura 6.5 sono adottate le seguenti notazioni:

α è l'angolo compreso tra l'armatura a taglio e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio (positiva nella figura 6.5);

θ è l'angolo compreso tra il puntone compresso di calcestruzzo e l'asse della trave perpendicolare alla forza di taglio;

F_{td} è il valore di progetto della forza di trazione nell'armatura longitudinale;

F_{cd} è il valore di progetto della forza di compressione nella direzione dell'asse longitudinale dell'elemento;

b_w è la larghezza minima della zona compresa tra i correnti teso e compresso;

z è il braccio della coppia interna, per un elemento di altezza costante, corrispondente al massimo momento flettente nell'elemento considerato. Nello studio del comportamento a taglio di elementi di calcestruzzo armato senza forza assiale, si può generalmente utilizzare il valore approssimato di $z = 0,9d$.

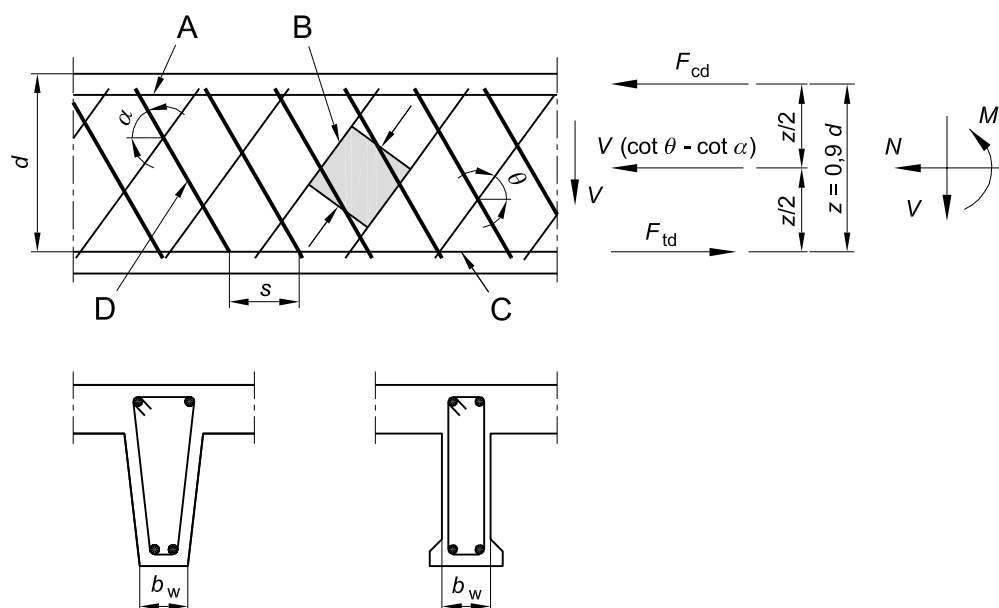
In elementi con armature di precompressione inclinate, si raccomanda che l'armatura longitudinale del corrente teso sia in grado di sopportare la forza longitudinale di trazione dovuta al taglio definita nel punto (7).

figura 6.5

Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio

Legenda

- A Corrente compresso
- B Puntoni
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio



- (2) Si raccomanda che l'angolo θ sia limitato.

Nota

I valori limite di $\cot \theta$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I limiti raccomandati sono dati nell'espressione (6.7N).

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

(6.7N)

- (3) Per elementi con armatura verticale a taglio, la resistenza a taglio, V_{Rd} è il minore dei valori:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (6.8)$$

Nota Se si utilizza l'espressione (6.10) si raccomanda che il valore di f_{ywd} sia ridotto a $0,8 f_{ywd}$ nella espressione (6.8).

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad (6.9)$$

dove:

A_{sw} è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

s è il passo delle staffe;

f_{ywd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

v_1 è un coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio;

α_{cw} è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

Nota 1 I valori di v_1 e α_{cw} da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato di v_1 è v . [vedere espressione (6.6N)].

Nota 2 Se la tensione di progetto dell'armatura a taglio è minore dell'80% della tensione caratteristica di snervamento f_{yk} , v_1 può essere assunto pari a:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{per } f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.aN)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 > 0,5 \quad \text{per } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa} \quad (6.10.bN)$$

Nota 3 Il valore raccomandato di α_{cw} è:

$$1 \quad \text{per strutture non precomprese}$$

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$1,25 \quad \text{per } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{per } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

dove:

σ_{cp} è la tensione media di compressione, considerata positiva, nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale di progetto. Si raccomanda che questa sia ottenuta come valore medio sulla sezione di calcestruzzo tenendo conto delle armature. Non è necessario calcolare il valore di σ_{cp} ad una distanza minore di $0,5d' \cot \theta$ dal bordo dell'appoggio.

Nota 4 La massima area efficace di armatura a taglio $A_{sw,max}$ per $\cot \theta = 1$ è data da:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq 2 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (6.12)$$

- (4) Per elementi con armature a taglio inclinate, la resistenza a taglio è pari al minor valore tra

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.13)$$

e

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (6.14)$$

Nota La massima armatura a taglio efficace, $A_{sw,max}$ per $\cot \theta = 1$ è data da:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{\frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \quad (6.15)$$

- (5) In zone dove non vi è discontinuità di V_{Ed} (per esempio per carico uniformemente distribuito applicato alla sommità) la determinazione dell'armatura a taglio in qualsiasi tratto di lunghezza $l = z (\cot \theta)$ può essere condotta utilizzando il più piccolo valore di V_{Ed} nello stesso tratto.

- (6) Se l'anima contiene guaine metalliche iniettate di diametro $\phi > b_w/8$ si raccomanda che la resistenza a taglio $V_{Rd,max}$ sia calcolata sulla base dello spessore nominale dell'anima dato da:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \phi \quad (6.16)$$

essendo ϕ il diametro esterno della guaina e $\Sigma \phi$ è determinato per la corda più sfavorevole.

Per guaine di metallo iniettate con $\phi \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$

Per guaine non iniettate, guaine di plastica iniettate e armature non aderenti, lo spessore nominale dell'anima è:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \phi \quad (6.17)$$

Il valore 1,2 nell'espressione (6.17) è introdotto per tener conto dello spacco dei puntoni di calcestruzzo dovuto a trazione trasversale. Se si dispone un'adeguata armatura trasversale questo valore può essere ridotto a 1,0.

- (7) La forza di trazione aggiuntiva, ΔF_{td} , nell'armatura longitudinale dovuta al taglio V_{Ed} può essere calcolata con l'espressione:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (6.18)$$

Si raccomanda che $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ sia assunto non maggiore di $M_{Ed,max}/z$ laddove $M_{Ed,max}$ è il momento massimo lungo la trave.

- (8) Per elementi con carichi applicati all'estradosso entro una distanza $0,5d \leq a_v \leq 2,0d$ il contributo di questo carico allo sforzo di taglio V_{Ed} può essere ridotto con $\beta = a_v/2d$.

Si raccomanda che lo sforzo di taglio V_{Ed} , calcolato in questo modo, soddisfi la condizione

$$V_{Ed} \leq A_{sw} \cdot f_{ywd} \sin \alpha \quad (6.19)$$

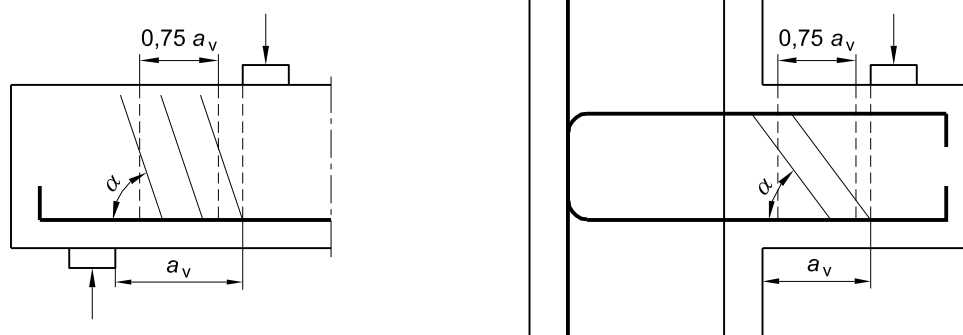
dove $A_{sw} \cdot f_{ywd}$ è la resistenza dell'armatura a taglio che attraversa la fessura di taglio inclinata compresa tra le aree caricate (vedere figura 6.6). Si raccomanda di tener conto solo dell'armatura a taglio entro la parte centrale $0,75 a_v$. Si raccomanda che la riduzione con il coefficiente β si applichi solo per calcolare l'armatura a taglio. Ciò è valido solo a condizione che l'armatura longitudinale sia completamente ancorata all'appoggio.

Si raccomanda che per $a_v < 0,5d$ si utilizzi il valore $a_v = 0,5d$.

Tuttavia, si raccomanda che il valore V_{Ed} calcolato senza la riduzione β sia sempre minore di $V_{Rd,max}$, vedere espressione (6.9).

figura 6.6

Armatura a taglio in travi tozze con puntoni di trasmissione diretta



6.2.4

Azione tagliante tra anima e piattabande

- (1) La resistenza a taglio della piattabanda può essere calcolata considerando la stessa come un sistema di puntoni compressi combinati con bielle tese costituite da armature.
- (2) Si raccomanda di disporre un quantitativo minimo di armature, come specificato nel punto 9.2.1.
- (3) La tensione longitudinale, ν_{Ed} , lungo la connessione tra un lato della piattabanda e l'anima si determina mediante la variazione della forza normale (longitudinale) agente sulla parte di piattabanda considerata, pari a:

$$\nu_{Ed} = \Delta F_d / (h_f \Delta x) \quad (6.20)$$

dove:

h_f è lo spessore della piattabanda lungo la connessione;

Δx è la lunghezza in considerazione, vedere figura 6.7;

ΔF_d è la variazione della forza normale nella piattabanda sulla lunghezza Δx .

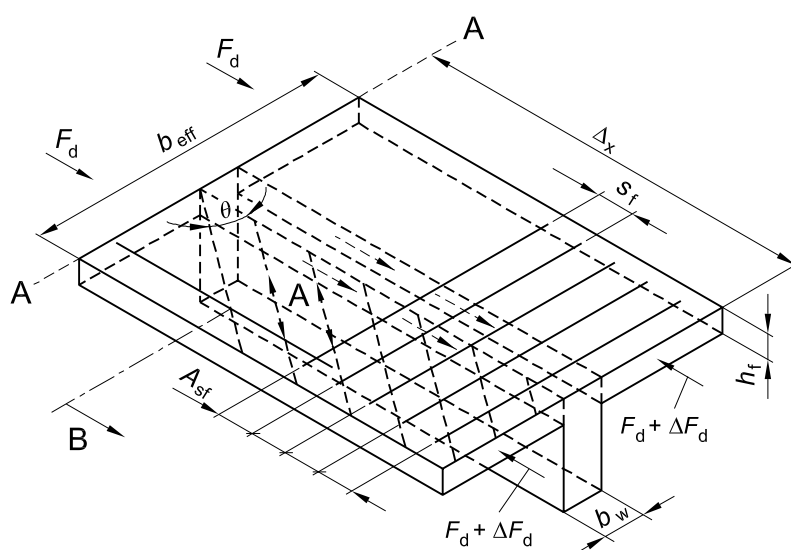
figura 6.7

Notazioni per il collegamento tra piattabanda e anima

Legenda

A Puntoni compressi

B Barra longitudinale ancorata al di là del punto ottenuto per costruzione [vedere punto 6.2.4 (7)]



Il massimo valore che può essere assunto per Δx è pari alla metà della distanza tra la sezione di momento nullo e la sezione di momento massimo. Se sono applicati carichi concentrati, si raccomanda che la lunghezza Δx sia non maggiore della distanza tra i carichi concentrati.

- (4) L'armatura trasversale per unità di lunghezza A_{sf}/s_f può essere determinata come segue:

$$(A_{sf}f_{yd}/s_f) \geq v_{Ed} h_f / \cot \theta_f \quad (6.21)$$

Per prevenire la rottura dei puntoni compressi nella piattabanda, si raccomanda di soddisfare la seguente condizione:

$$v_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6.22)$$

Nota L'intervallo di valori ammesso per $\cot \theta_f$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. In assenza di calcoli più rigorosi, i valori raccomandati sono:

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ per piattabande compresse ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$)

$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ per piattabande tese ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$)

- (5) Nel caso di taglio tra piattabanda e anima combinato a flessione trasversale della piattabanda, si raccomanda che l'area di acciaio sia maggiore di quella data dall'espressione (6.21) o di metà di quella data dall'espressione (6.21) più quella richiesta per la flessione trasversale.

- (6) Se v_{Ed} è minore o uguale a $k f_{ctd}$ non è richiesta armatura supplementare a quella di flessione.

Nota Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,4.

- (7) Si raccomanda che l'armatura longitudinale tesa nella piattabanda sia ancorata oltre il puntone necessario a riportare lo sforzo nell'anima della sezione dove questa armatura è richiesta (vedere la sezione A - A di figura 6.7).

6.2.5

Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi

- (1) In aggiunta ai requisiti dei punti 6.2.1- 6.2.4 si raccomanda che la tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi soddisfi la seguente espressione:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (6.23)$$

v_{Edi} è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia ed è data da:

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

dove:

β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

V_{Ed} è la forza di taglio trasversale;

z è il braccio della coppia interna della sezione composita;

b_i è la larghezza dell'interfaccia (vedere figura 6.8);

v_{Rdi} è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia ed è data da:

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

dove:

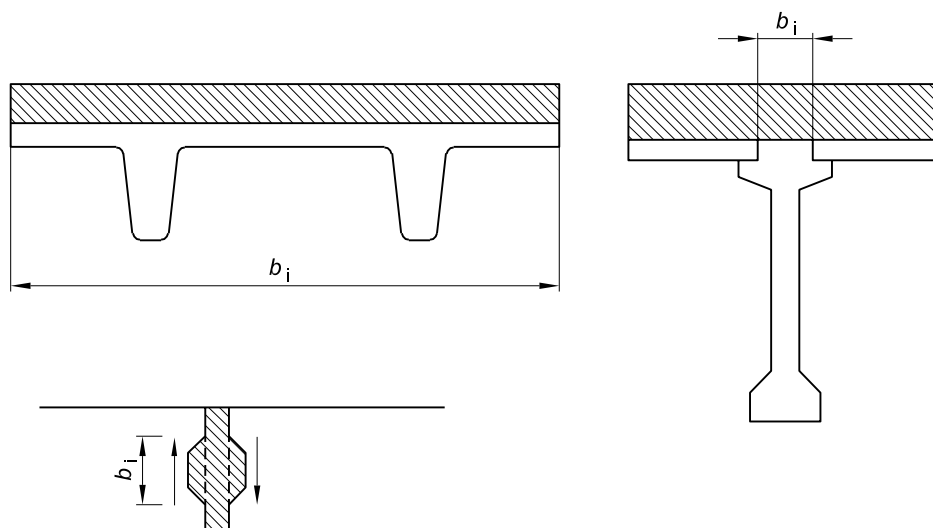
c e μ sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

f_{ctd} come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

σ_n tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$ e negativa se di trazione. Se σ_n è di trazione si raccomanda di assumere $c f_{ctd}$ pari a 0;

$\rho = A_s / A_i$.

figura 6.8 Esempi di interfacce



dove:

A_s è l'area di armatura che attraversa l'interfaccia, compresa l'ordinaria armatura a taglio (se presente), adeguatamente ancorata ad entrambi i lati dell'interfaccia;

A_i è l'area del giunto;

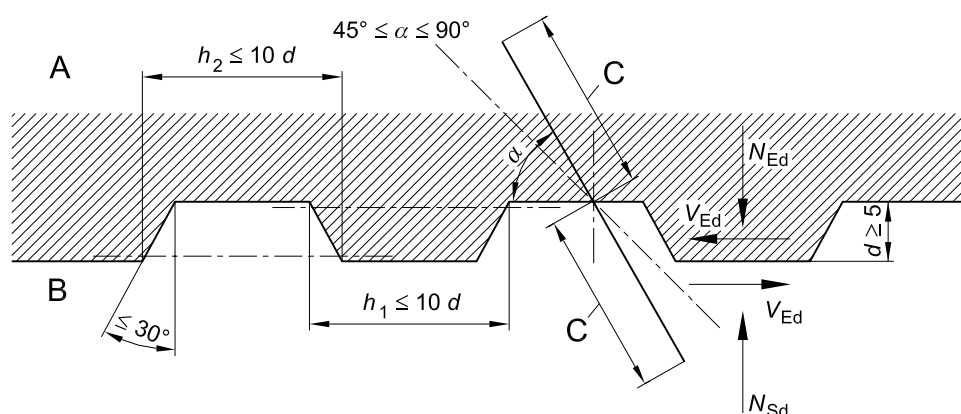
α è definito nella figura 6.9 e si raccomanda che sia limitato a $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

v è un coefficiente di riduzione della resistenza [vedere punto 6.2.2 (6)].

figura 6.9 Giunto di costruzione dentato

Legenda

- A Calcestruzzo nuovo
- B Calcestruzzo vecchio
- C Ancoraggio



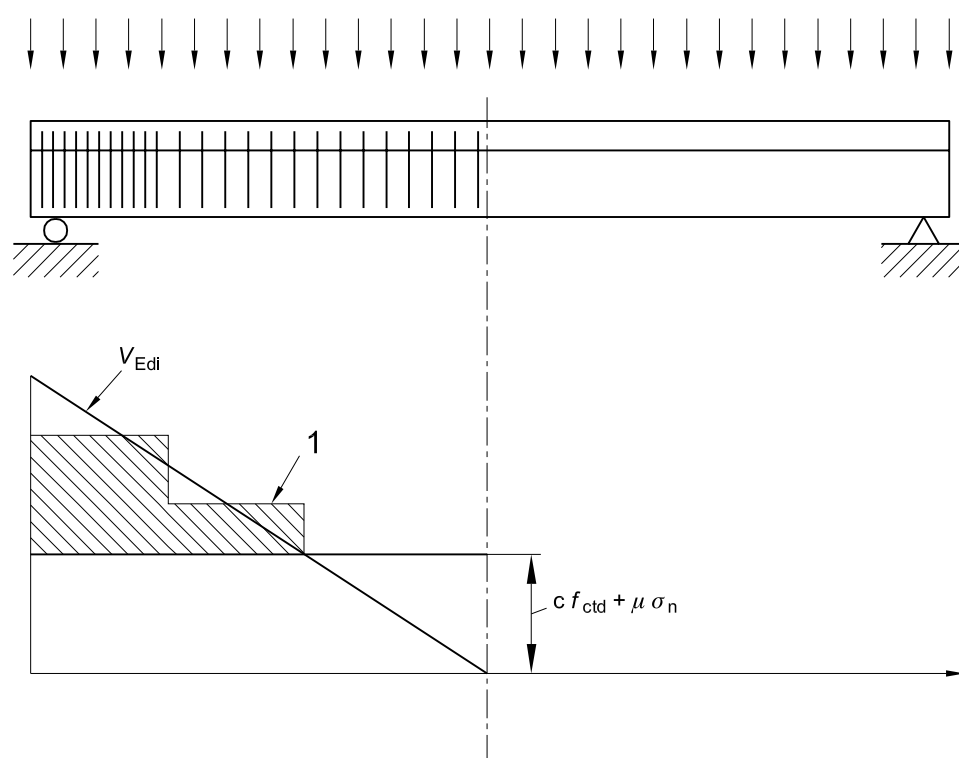
(2) In assenza di informazione più dettagliata, le superfici possono essere classificate come molto lisce, lisce, scabre o dentate, secondo i seguenti esempi:

- molto liscia: una superficie gettata su cassero di acciaio, plastica o legno preparato allo scopo: da $c = 0,025$ a $c = 0,10$ e $\mu = 0,5$;
- liscia: una superficie risultante da cassero scorrevole o estrusa oppure una superficie libera lasciata senza ulteriori lavorazioni dopo la vibrazione del getto: $c = 0,20$ e $\mu = 0,6$;

- scabra: una superficie con scabrezza di almeno 3 mm e passo di circa 40 mm, ottenuta con graffiatura, esposizione degli aggregati o altri metodi che danno comportamento equivalente: $c = 0,40$ e $\mu = 0,7$;
 - dentata: una superficie con dentature conformi con la figura 6.9: $c = 0,50$ e $\mu = 0,9$.
- (3) Si può utilizzare una distribuzione di armatura per il taglio con passi diversi, come indicato nella figura 6.10. Se il collegamento tra i due calcestruzzi è garantito da armatura (travi con tralicci), il contributo dell'acciaio V_{Rdi} può essere assunto pari alla risultante delle forze assorbite da ciascuna diagonale a condizione che $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.
- (4) La resistenza a taglio longitudinale di giunti iniettati tra elementi di piastra o di muro può essere calcolata secondo il punto 6.2.5 (1). Tuttavia nei casi di giunto significativamente fessurato, si raccomanda di assumere c pari a 0 per giunti lisci o scabri e 0,5 per giunti dentati [vedere anche il punto 10.9.3 (12)].
- (5) In presenza di fatica o carichi dinamici, si raccomanda di dimezzare i valori di c dati nel punto 6.2.5 (1).

figura 6.10

Diagramma di taglio che mostra l'armatura necessaria nell'interfaccia



6.3

Torsione

6.3.1

Generalità

- (1)P Se l'equilibrio statico di una struttura dipende dalla resistenza torsionale degli elementi costituenti la struttura deve essere sviluppato un progetto torsionale completo sia agli stati limite ultimi sia a quelli di esercizio.
- (2) Se, invece, in problemi di natura iperstatica, la torsione discende solo da condizioni di compatibilità, e la stabilità della struttura non dipende dalla sua resistenza torsionale, allora generalmente non è necessario tenere conto della torsione allo stato limite ultimo. In tali casi si raccomanda di disporre la minima armatura contenuta nei punti 7.3 e 9.2 sotto forma di staffe e armature longitudinali al fine di prevenire fessurazioni eccessive.

- (3) La resistenza a torsione di una sezione può essere calcolata sulla base di una sezione chiusa in parete sottile, nella quale l'equilibrio è soddisfatto con un flusso di tensioni tangenziali chiuso su stesso. Sezioni compatte possono essere modellate come sezioni equivalenti in parete sottile. Forme di sezioni complesse, quali le sezioni a T, possono essere suddivise in sottosezioni ciascuna delle quali è modellata come una sezione equivalente in parete sottile e la resistenza torsionale totale può essere calcolata come la somma delle capacità dei singoli elementi.
- (4) Si raccomanda che la distribuzione dei momenti torcenti agenti sulle sottosezioni sia proporzionale alle rispettive rigidezze torsionali non fessurate. Per sezioni non piene si raccomanda che lo spessore equivalente della parete non sia maggiore dello spessore effettivo della parete.
- (5) Ciascuna sottosezione può essere progettata separatamente.

6.3.2

Procedimento di calcolo

- (1) La tensione tangenziale in una parete di una sezione soggetta esclusivamente a momento torcente può essere calcolata con la formula:

$$\tau_{t,i} f_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.26)$$

La forza di taglio $V_{Ed,i}$ in una parete i , dovuta alla torsione, è data da:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} f_{ef,i} z_i \quad (6.27)$$

dove:

T_{Ed} è il momento torcente applicato (vedere figura 6.11);

A_k è l'area dell'area racchiusa dalla linea media delle pareti connesse, inclusa l'area delle cavità;

$\tau_{t,i}$ è la tensione tangenziale di taglio nella parete i ;

$f_{ef,i}$ è lo spessore efficace della parete. Esso può essere assunto come A/u ma si raccomanda che sia assunto come non meno di due volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale. Per sezioni cave lo spessore reale costituisce il limite superiore;

A è l'area totale della sezione trasversale interna al perimetro esterno, comprese le aree cave interne;

u è lo sviluppo del perimetro esterno della sezione trasversale;

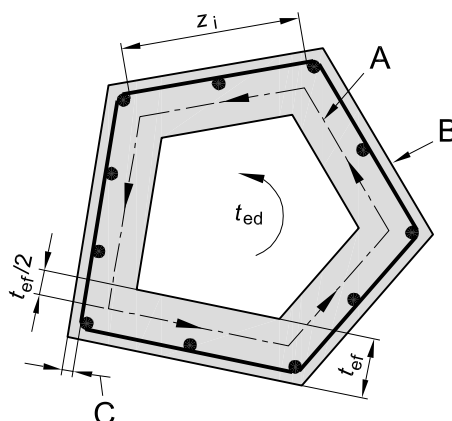
z_i è la lunghezza del lato della parete i definita dalla distanza fra i punti intersezione con le pareti adiacenti.

figura 6.11

Notazioni e definizioni utilizzate nella Sezione 6.3

Legenda

- A Linea media
- B Perimetro esterno della sezione effettiva, di sviluppo u
- C Copriferro



- (2) Gli effetti di torsione e taglio in elementi pieni o cavi possono essere sovrapposti, assumendo lo stesso valore dell'inclinazione dei puntoni θ . I limiti di θ dati nel punto 6.2.3 (2) sono completamente applicabili anche ai casi di combinazione di torsione e taglio.

La capacità portante massima di un elemento soggetto a taglio e torsione si ottiene dal punto 6.3.2 (4).

- (3) La sezione trasversale dell'armatura longitudinale richiesta per la torsione ΣA_{sl} può essere calcolata con l'espressione (6.28):

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta \quad (6.28)$$

dove:

u_k è il perimetro dell'area A_k ;

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura longitudinale A_{sl} ;

θ è l'angolo d'inclinazione delle bielle compresse (vedere figura 6.5).

Nei correnti compressi l'armatura longitudinale può essere ridotta in proporzione alla forza di compressione disponibile. Si raccomanda che nei correnti tesi l'armatura longitudinale di torsione sia aggiunta alle altre armature. Si raccomanda che l'armatura longitudinale sia distribuita sulla lunghezza del lato, z_i , ma per sezioni relativamente piccole può essere concentrata al termine di questa lunghezza.

- (4) La massima resistenza di un elemento soggetto a torsione e a taglio è limitata dalla capacità delle bielle compresse. Affinché tale capacità non sia superata, si raccomanda che sia soddisfatta la seguente condizione:

$$T_{Ed}/T_{Rd,max} + V_{Ed}/V_{Rd,max} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

dove:

T_{Ed} è il valore di progetto del momento torcente agente;

V_{Ed} è il valore di progetto della forza trasversale;

$T_{Rd,max}$ è il momento torcente resistente di progetto, secondo:

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef,l} \sin \theta \cos \theta \quad (6.30)$$

dove v viene dal punto 6.2.2 (6) e α_{cw} dall'espressione (6.9);

$V_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio resistente secondo l'espressione (6.9) o (6.14). Nel caso di sezioni compatte tutta la larghezza dell'anima può essere utilizzata per determinare $V_{Rd,max}$.

- (5) Nel caso di sezioni compatte di forma approssimativamente rettangolare viene richiesta solo l'armatura minima (vedere punto 9.2.1.1) se la seguente condizione è soddisfatta:

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (6.31)$$

dove:

$T_{Rd,c}$ è il valore di progetto del momento torcente di fessurazione, che può essere determinato ponendo $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ deriva dall'espressione (6.2).

6.3.3

Torsione di ingobbamento

- (1) Nei casi di sezioni in parete sottile chiusa e di sezioni compatte, la torsione di ingobbamento può essere generalmente trascurata.
- (2) Nel caso di membrature aventi sezione in parete sottile aperta può essere necessario considerare la torsione di ingobbamento. Per sezioni trasversali molto snelle si raccomanda che il calcolo sia sviluppato sulla base di un modello costituito da un grigliato di travi e in altri casi sulla base di un modello a traliccio. In ogni caso si raccomanda di sviluppare il progetto secondo le regole di calcolo per flessione e sforzo normale longitudinale, e per taglio.

6.4

Punzonamento

6.4.1

Generalità

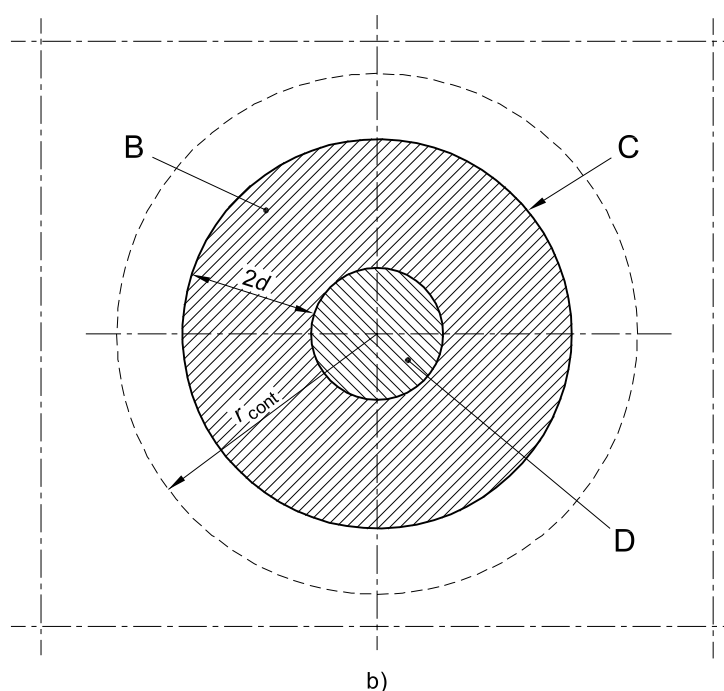
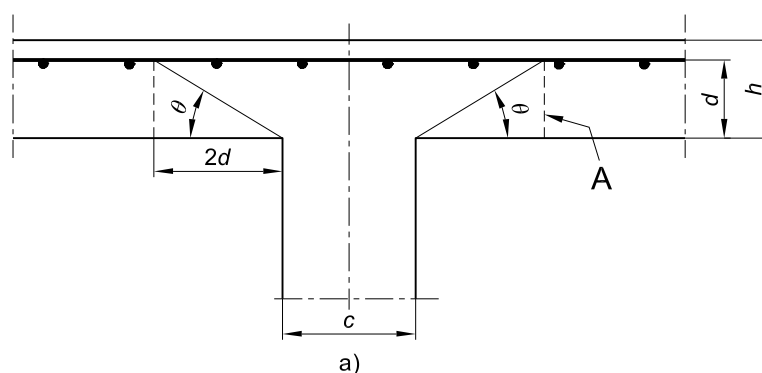
- (1)P Le regole contenute nella presente Sezione sono complementari a quelle date nel punto 6.2 e trattano il caso di punzonamento di solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e di fondazioni.
- (2)P Il punzonamento può essere determinato da un carico concentrato o da una reazione agente su area relativamente piccola, denominata area caricata A_{load} di una soletta o di una fondazione.
- (3) Un modello appropriato di verifica al punzonamento allo stato limite ultimo è indicato nella figura 6.12.

figura 6.12

Modello di verifica a punzonamento allo stato limite ultimo

Legenda

- a) Sezione
- b) Pianta
- A Sezione di base per la verifica
- B Area di verifica di base A_{cont}
- C Perimetro di verifica di base, u_1
- D Area caricata A_{load}
- r_{cont} Ulteriore perimetro di verifica
- $\theta = \arctan (1/2)$
- $= 26,6^\circ$



- (4) Si raccomanda che la resistenza a taglio sia verificata lungo la faccia del pilastro e il perimetro di verifica u_1 . Se è richiesta un'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta.
- (5) Le regole date al punto 6.4 sono formulate essenzialmente per il caso di carico uniformemente distribuito. In casi speciali, quali fondazioni, il carico all'interno del perimetro di verifica contribuisce alla resistenza del sistema strutturale e può essere sottratto nella determinazione del valore di progetto della tensione resistente al taglio-punzonamento.

6.4.2

Distribuzione del carico e perimetro di verifica di base

- (1) Il perimetro di verifica di base u_1 può generalmente essere collocato a una distanza $2,0d$ dall'area caricata e si raccomanda che sia definito come quello di minima lunghezza (vedere figura 6.13).

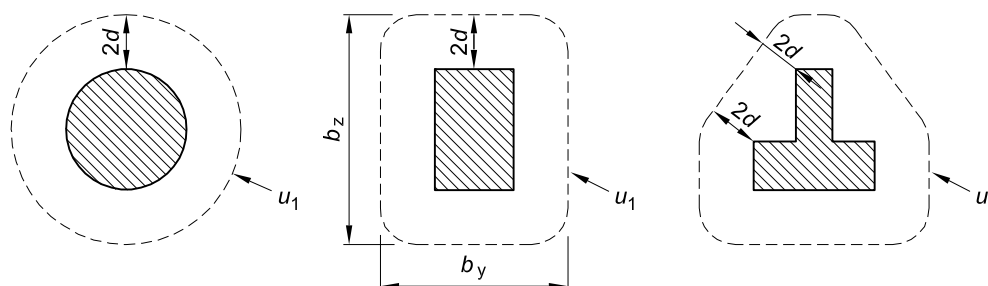
L'altezza utile della soletta è supposta costante e può generalmente essere assunta pari a:

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_y + d_z)}{2} \quad (6.32)$$

dove d_y e d_z sono le altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

figura 6.13

Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate



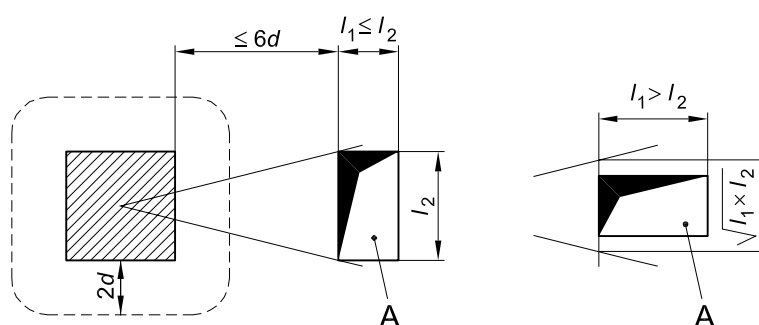
- (2) Si raccomanda che perimetri di verifica a distanza minore di $2d$ siano presi in conto se la forza concentrata è equilibrata da una forte pressione (per esempio pressione del suolo su una fondazione) o da effetti di carichi o reazioni entro una distanza $2d$ dalla periferia dell'area di applicazione della forza.
- (3) Per aree caricate in prossimità di aperture, se la minor distanza fra il perimetro dell'area caricata e il bordo dell'apertura non supera $6d$, si ritiene inefficace la parte del perimetro di verifica contenuta entro le due tangenti tracciate dal centro dell'area caricata fino al contorno del foro (vedere figura 6.14).

figura 6.14

Perimetro di verifica in prossimità di un'apertura

Legenda

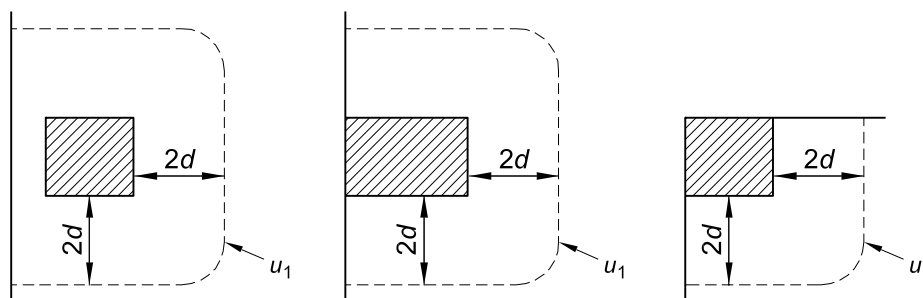
A Apertura



- (4) Nel caso di area caricata vicina a un bordo o ad un angolo, si raccomanda che il perimetro di verifica sia assunto come indicato nella figura 6.15, se questo dà luogo a un perimetro (escludendo i bordi liberi) minore di quello ottenuto con le regole (1) o (2) di cui sopra.

figura 6.15

Perimetro di verifica di base per aree caricate in prossimità di bordi o di angoli



- (5) Nel caso di aree caricate situate vicino a un bordo o a un angolo, cioè ad una distanza minore di d , si raccomanda che siano disposti in ogni caso speciali armature di bordo, vedere punto 9.3.1.4.
- (6) La sezione di verifica è quella definita dal perimetro di verifica e che si estende sull'altezza utile d . Per piastre di spessore costante, la sezione di verifica è perpendicolare al piano medio della piastra. Per piastre o fondazioni di spessore variabile, diversamente dalle fondazioni a scalino, come altezza utile si può assumere quella corrispondente al perimetro dell'area caricata come mostrato nella figura 6.16.

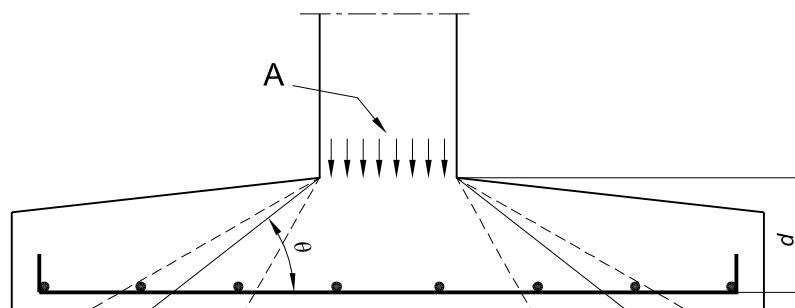
figura 6.16

Altezza della sezione di verifica in una fondazione di spessore variabile

Legenda

A Area caricata

$\theta \geq \arctan (1/2)$



- (7) Si raccomanda che ulteriori perimetri, u_i , all'interno o all'esterno dell'area di verifica di base abbiano la stessa forma del perimetro di verifica di base.
- (8) Per piastre con pilastri muniti di capitello circolare per le quali $l_H < 2,0h_H$ (vedere figura 6.17), una verifica delle tensioni di taglio-punzonamento secondo il punto 6.4.3 è richiesta solo sulla sezione di verifica al di là del capitello. La distanza di questa sezione dal centro del pilastro r_{cont} può essere assunta come:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (6.33)$$

dove:

l_H è la distanza della faccia del pilastro dal bordo del capitello;

c è il diametro del pilastro circolare.

figura 6.17

Piastra con capitello allargato dove $l_H < 2,0 h_H$

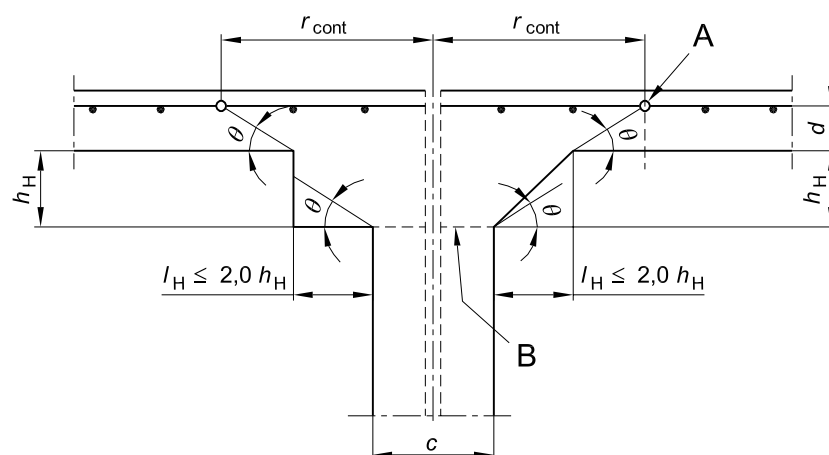
Legenda

A Sezione di verifica di base

B Area caricata A_{load}

$\theta = \arctan (1/2)$

$= 26,6^\circ$



Nel caso di un pilastro rettangolare con un capitello rettangolare con $l_H < 2,0 d'$ (vedere figura 6.17) e le dimensioni complessive l_1 e l_2 ($l_1 = c_1 + 2/l_{H1}$, $l_2 = c_2 + 2/l_{H2}$, $l_1 \leq l_2$), per il valore r_{cont} può essere assunto il minore fra:

$$r_{cont} = 2d + 0,56 \sqrt{l_1 l_2} \quad (6.34)$$

e

$$r_{cont} = 2d + 0,69 l_1 \quad (6.35)$$

- (9) Nel caso di piastre con capitello allargato dove $l_H > 2h_H$ (vedere figura 6.18), si raccomanda che siano verificate entrambe le sezioni, quella nel capitello e quella nella piastra.
- (10) Le disposizioni di cui ai punti 6.4.2 e 6.4.3 si applicano anche alle verifiche all'interno dei capitelli assumendo d' uguale a d_H secondo la figura 6.18.
- (11) Nel caso di pilastri circolari le distanze dal centro del pilastro alle sezioni di verifica nella figura 6.18 possono essere assunte uguali a:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c \quad (6.36)$$

$$r_{cont,int} = 2(d + h_H) + 0,5c \quad (6.37)$$

figura 6.18

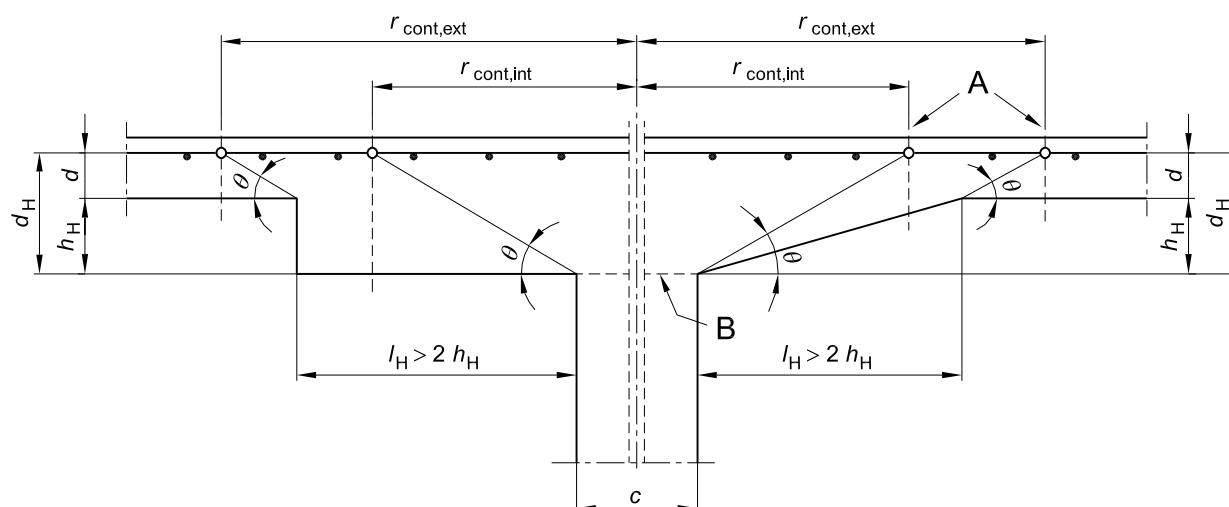
Piastra con capitello in cui $l_H > 2(d + h_H)$

Legenda

A Sezione di verifica di base per pilastri circolari

B Area caricata A_{load}

$\theta = 26,6^\circ$



6.4.3

Calcolo del taglio-punzonamento

(1)P Il procedimento di calcolo per il taglio-punzonamento si fonda sulle verifiche alla faccia del pilastro e al perimetro di verifica di base u_1 . Se è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che un ulteriore perimetro di verifica $u_{out,ef}$ (vedere figura 6.22) sia trovato laddove l'armatura a taglio non è più richiesta. Si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto [Megapascal] lungo le sezioni di verifica:

$v_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$v_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

$v_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

(2) Si raccomanda di effettuare le seguenti verifiche:

(a) lungo il perimetro del pilastro, o il perimetro dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

(b) L'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

(c) Se v_{Ed} supera il valore $v_{Rd,c}$ per la sezione di verifica considerata, si raccomanda che sia disposta l'armatura per il taglio-punzonamento secondo quanto indicato nel punto 6.4.5.

- (3) Se la reazione d'appoggio è eccentrica rispetto al perimetro di verifica, si raccomanda di assumere come tensione massima di taglio il valore:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (6.38)$$

dove:

d è l'altezza utile media della piastra, che può assumersi come $(d_y + d_z)/2$ dove:

d_y, d_z sono le altezze utili nelle direzioni y e z della sezione di verifica;

u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica considerato;

β è dato da:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (6.39)$$

dove:

u_1 è la lunghezza del perimetro di verifica di base;

k è un coefficiente che dipende dal rapporto fra le dimensioni del pilastro c_1 e c_2 : il suo valore è funzione delle proporzioni del momento sbilanciato trasmesso da taglio non uniforme e da flessione e torsione (vedere il prospetto 6.1);

W_1 corrisponde a una distribuzione di taglio come indicato nella figura 6.19 ed è funzione del perimetro di verifica di base u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| d\ell \quad (6.40)$$

$d\ell$ è la lunghezza infinitesima del perimetro (differenziale);

e è la distanza di $d\ell$ dall'asse intorno al quale agisce il momento M_{Ed} .

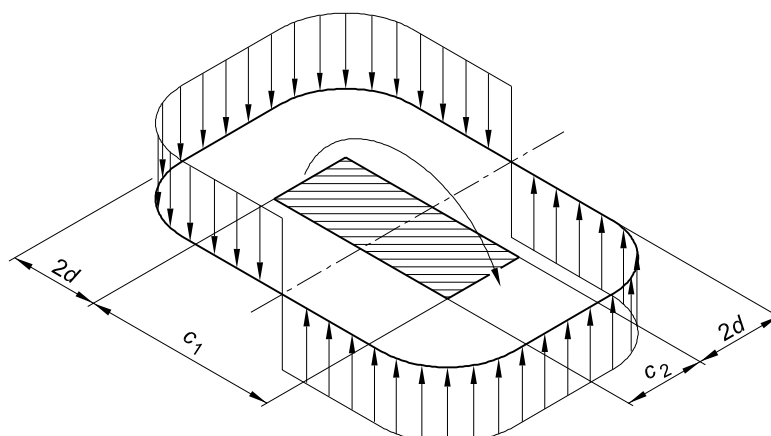
prospetto 6.1

Valori di k per aree caricate rettangolari

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

figura 6.19

Distribuzione delle tensioni tangenziali dovute ad un momento non equilibrato agente in corrispondenza della connessione piastra - pilastro interno



Per un pilastro rettangolare:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4 c_2 d + 16 d^2 + 2 \pi d c_1 \quad (6.41)$$

dove:

c_1 è la dimensione del pilastro parallela all'eccentricità del carico;

c_2 è la dimensione del pilastro perpendicolare all'eccentricità del carico.

Per un pilastro circolare interno, β ha l'espressione:

$$\beta = 1 + 0,6 \pi \frac{e}{D + 4 d} \quad (6.42)$$

dove:

D è il diametro del pilastro circolare;

e è l'eccentricità del carico applicato $e = M_{Ed} / V_{Ed}$.

Per un pilastro rettangolare interno, se il carico è eccentrico in entrambe le direzioni, si può usare la seguente espressione approssimata di β :

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (6.43)$$

dove:

e_y e e_z sono le eccentricità M_{Ed} / V_{Ed} secondo gli assi y e z rispettivamente;

b_y e b_z sono le dimensioni del perimetro di verifica (vedere figura 6.13).

Nota

e_y risulta da un momento intorno all'asse z e e_z da un momento intorno all'asse y.

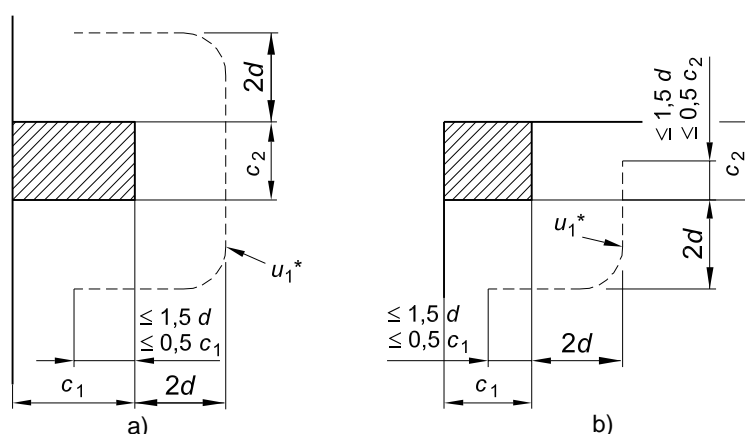
- (4) Nel caso dei pilastri di bordo, in cui l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra (risultante da un momento rispetto a un asse parallelo al bordo della piastra) è verso l'interno e non vi è eccentricità parallela al bordo, la forza di punzonamento può considerarsi uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica u_1^* come mostrato nella figura 6.20(a).

figura 6.20

Perimetro di verifica equivalente u_1 .

Legenda

- a) Pilastro di bordo
b) Pilastro di angolo



Se vi sono eccentricità in entrambe le direzioni ortogonali, β può essere determinato con la seguente espressione:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{\text{par}} \quad (6.44)$$

dove:

u_1 è il perimetro di verifica di base (vedere figura 6.15);

u_{1*} è il perimetro di verifica di base ridotto [vedere figura 6.20(a)];

e_{par} è l'eccentricità parallela al bordo della piastra prodotta da un momento rispetto a un asse perpendicolare al bordo della piastra;

k può essere determinato dal prospetto 6.1 con il rapporto c_1/c_2 sostituito da $c_1/2c_2$;

W_1 è calcolato per il perimetro di verifica di base u_1 (vedere figura 6.13).

Per un pilastro rettangolare come indicato nella figura 6.20(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (6.45)$$

Se l'eccentricità perpendicolare al bordo della piastra è rivolta non verso l'interno, si applica l'espressione (6.39). Si raccomanda che nel calcolo di W_1 la distanza e sia misurata dall'asse baricentrico del perimetro di verifica.

- (5) Nel caso dei pilastri d'angolo, se l'eccentricità è verso l'interno della piastra, si assume che la forza di punzonamento sia uniformemente distribuita lungo il perimetro di verifica ridotto u_{1*} , come definito nella figura 6.20(b). Il valore di β può allora essere considerato come:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} \quad (6.46)$$

Se l'eccentricità è verso l'esterno, si applica l'espressione (6.39).

- (6) Per strutture la cui stabilità trasversale non dipende dal funzionamento a telaio del complesso piastra-pilastri, e se le luci adiacenti non differiscono in lunghezza più del 25%, per β si possono adottare valori approssimati.

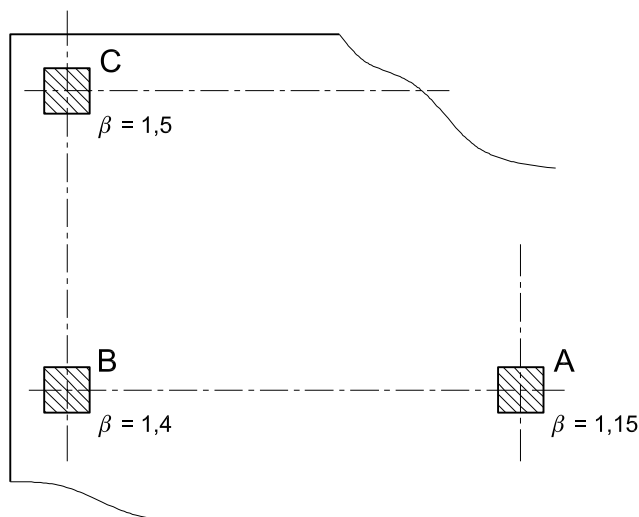
Nota Valori di β da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nella figura 6.21N.

figura 6.21N

Valori di β raccomandati

Legenda

- A Pilastro interno
B Pilastro di bordo



- (7) Se un carico concentrato è applicato a una piastra in prossimità di un sostegno a piastra piana di un pilastro la riduzione della forza di taglio secondo i punti 6.2.2(6) e 6.2.3(8) rispettivamente non è ammessa e si raccomanda di non prenderla in conto.
- (8) La forza di taglio-punzonamento V_{Ed} in una piastra di fondazione può essere ridotta a causa dell'effetto favorevole della pressione del suolo.
- (9) La componente verticale V_{pd} della forza di precompressione di armature inclinate che incrociano la sezione di verifica può essere presa in conto come azione favorevole se pertinente.

6.4.4

Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio

- (1) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento di una piastra sia verificata per la sezione di verifica di base secondo quanto contenuto nel punto 6.4.2. La resistenza di progetto a punzonamento [Megapascal] può essere calcolata come segue:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (6.47)$$

dove:

f_{ck} è espresso in Megapascal

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

ρ_{ly}, ρ_{lz} sono riferiti all'acciaio teso aderente rispettivamente nelle direzioni y e z. Si raccomanda di calcolare i valori di ρ_{ly} e ρ_{lz} come valori medi prendendo in considerazione una larghezza di piastra pari alla larghezza del pilastro più tre volte d su ciascun lato.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2$$

dove:

σ_{cy}, σ_{cz} sono le tensioni normali (in Megapascal, positive se di compressione) nel calcestruzzo della sezione critica nelle direzioni y e z:

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \text{e} \quad \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$N_{Ed,y}, N_{Ed,z}$ sono le forze longitudinali che agiscono sulle semi-campate adiacenti per colonne interne e la forza longitudinale che interessa la sezione di verifica per le colonne di bordo. La forza può essere originata da carichi o da precompressione;

A_c è l'area di calcestruzzo secondo la definizione di N_{Ed} .

Nota I valori di $C_{Rd,c}$, v_{min} e k_1 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è 0,18/ γ_c , per v_{min} è dato dall'espressione (6.3N) e per k_1 è 0,1.

- (2) Si raccomanda che la resistenza a punzonamento della fondazione di un pilastro sia verificata lungo il perimetro di verifica distante non più di $2d$ dal contorno del pilastro.

Nel caso di carico coassiale la forza netta applicata è

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (6.48)$$

dove:

V_{Ed} è la forza tagliante applicata;

ΔV_{Ed} è la forza netta rivolta verso l'alto all'interno del perimetro di verifica considerato, cioè la pressione verso l'alto trasmessa dal suolo meno il peso proprio della fondazione.

$$v_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (6.49)$$

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq v_{min} \cdot \frac{2d}{a} \quad (6.50)$$

dove:

a è la distanza dal contorno del pilastro al perimetro di verifica considerato;

$C_{Rd,c}$ è definito al punto 6.4.4(1);

v_{min} è definito al punto 6.4.4(1);

k è definito al punto 6.4.4(1).

Per carico eccentrico

$$\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u d} \left[1 + k \frac{M_{Ed} u}{V_{Ed,red} W} \right] \quad (6.51)$$

dove k è definito nel punto 6.4.3(3) o 6.4.3(4) come appropriato e W è come W_1 ma riferito al perimetro u .

6.4.5

Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armature a taglio

- (1) Dove è richiesta l'armatura a taglio, si raccomanda che questa sia calcolata in conformità all'espressione (6.52):

$$\nu_{Rd,cs} = 0,75 \nu_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha \quad (6.52)$$

dove:

A_{sw} è l'area di armatura a taglio a punzonamento situata su di un perimetro intorno al pilastro [millimetri quadrati];

s_r è il passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento [millimetri];

$f_{ywd,ef}$ è la resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento, secondo la relazione $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [Megapascal];

d è la media delle altezze utili nelle due direzioni ortogonali [millimetri];

α è l'angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra.

Se è disposta una sola fila di barre piegate verso il basso, allora al rapporto d/s_r nell'espressione (6.52) può essere assegnato il valore 0,67.

- (2) Requisiti dettagliati di armature a taglio-punzonamento sono dati nel punto 9.4.3.
 (3) In adiacenza ai pilastri la resistenza a taglio-punzonamento è limitata a un valore massimo di:

$$\nu_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq \nu_{Rd,max} \quad (6.53)$$

dove:

u_0 per un pilastro interno u_0 = sviluppo del perimetro del pilastro [millimetri],

per un pilastro di bordo $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ [millimetri],

per un pilastro d'angolo $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ [millimetri];

c_1, c_2 sono le dimensioni del pilastro come indicato nella figura 6.20;

v vedere l'espressione (6.6);

β vedere punto 6.4.3 (3), (4) e (5).

Nota Il valore di $\nu_{Rd,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,5 ν_{cd} .

- (4) Si raccomanda che il perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta, u_{out} (o $u_{out,ef}$, vedere figura 6.22) sia calcolato con l'espressione (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (\nu_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

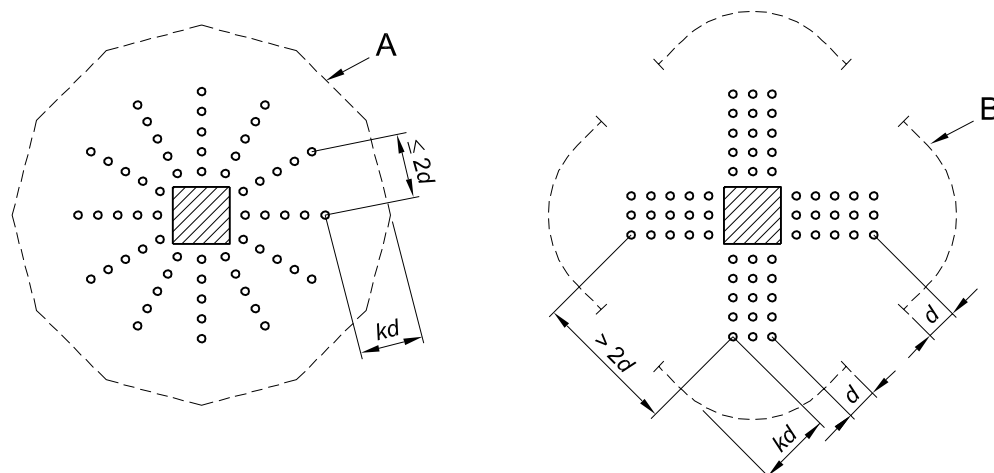
Si raccomanda che il perimetro più lontano delle armature a taglio si collochi a una distanza non maggiore di kd all'interno di u_{out} (o $u_{out,ef}$, vedere figura 6.22).

figura 6.22

Perimetri di verifica per pilastri interni

Legenda

- A Perimetro u_{out}
B Perimetro $u_{out,ef}$



Nota Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,5.

- (5) Qualora siano utilizzati come armatura a taglio prodotti con marchio, si raccomanda che il valore di $\nu_{Rd,cs}$ sia determinato con le prove in conformità al Benestare Tecnico Europeo pertinente. Vedere anche il punto 9.4.3.

6.5 Progetto con modelli tirante-puntone

6.5.1 Generalità

- (1)P Dove esiste una distribuzione di tensioni non lineare (per esempio agli appoggi, in prossimità di carichi concentrati o in stati piani di tensione), si possono impiegare modelli tirante-puntone (vedere anche il punto 5.6.4).

6.5.2 Puntoni

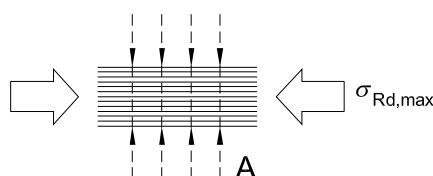
- (1) La resistenza di progetto di un puntone di calcestruzzo in una zona in cui siano presenti tensioni trasversali di compressione oppure le tensioni trasversali siano nulle può essere calcolata con l'espressione (6.55) (vedere figura 6.23).

figura 6.23

Resistenza di progetto di puntoni compressi in assenza di tensioni trasversali di trazione

Legenda

- A Tensioni trasversali di compressione o tensioni trasversali nulle



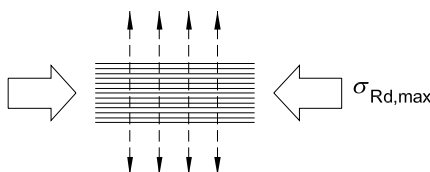
$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (6.55)$$

Può essere appropriato assumere una tensione di calcolo maggiore dove esiste uno stato di compressione pluriassiale.

- (2) Si raccomanda che la resistenza di progetto per puntoni di calcestruzzo sia ridotta nelle zone compresse fessurate e, a meno di indagini più rigorose, essa può essere calcolata con l'espressione (6.56) (vedere figura 6.24).

figura 6.24

Resistenza di progetto di puntoni di calcestruzzo con tensioni trasversali di trazione



$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu' f_{cd} \quad (6.56)$$

Nota Il valore di ν' da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'equazione (6.57N).

$$\nu' = 1 - f_{ck}/250 \quad (6.57N)$$

- (3) Per puntoni compresi fra aree direttamente caricate, quali mensole tozze o travi alte e corte, metodi di calcolo, alternativi, sono riportati nel punto 6.2.2 e nel punto 6.2.3.

6.5.3

Tiranti

- (1) Si raccomanda che la resistenza di progetto di tiranti trasversali e delle relative armature sia limitata in conformità ai punti 3.2 e 3.3.
- (2) Si raccomanda che le armature siano adeguatamente ancorate nei nodi.
- (3) Le armature necessarie per resistere alle forze concentrate nei nodi possono essere ripartite su una certa lunghezza [vedere figura 6.25 a) e b)]. Quando l'armatura nella zona nodale si estende su un tratto considerevole dell'elemento, si raccomanda che l'armatura sia distribuita sui tratti dove le isostatiche di compressione sono curve (tiranti e puntoni). La forza di trazione T può essere determinata nel modo seguente:

- a) per regioni di parziale discontinuità $\left(b \leq \frac{H}{2}\right)$, vedere figura 6.25a:

$$T = \frac{1}{4} \frac{b-a}{b} F \quad (6.58)$$

- b) per regioni di totale discontinuità $\left(b > \frac{H}{2}\right)$, vedere figura 6.25b:

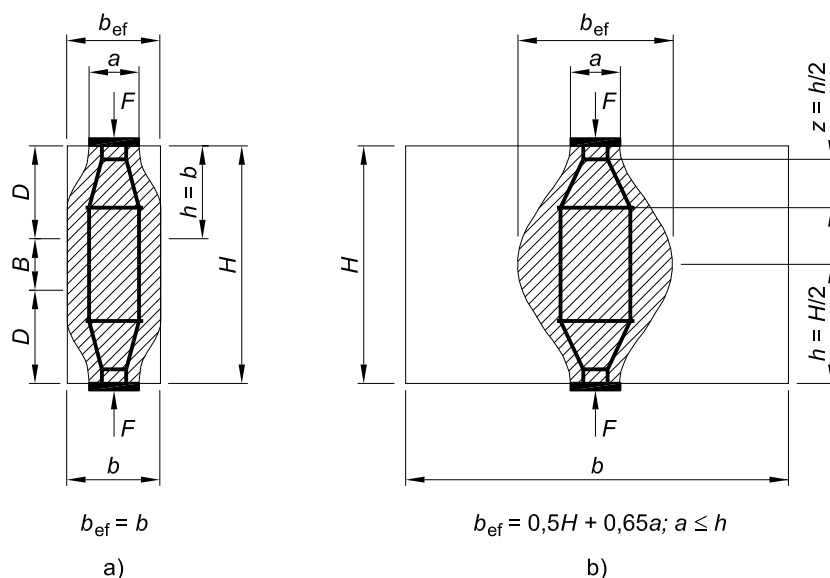
$$T = \frac{1}{4} \left(1 - 0,7 \frac{a}{h}\right) F \quad (6.59)$$

figura 6.25

Parametri per la determinazione degli sforzi di trazione in un campo di sforzi di compressione in presenza di armature ripartite

Legenda

- a) Discontinuità parziale
- b) Discontinuità totale
- B Regione di continuità
- D Regione di discontinuità



6.5.4

Nodi

- (1)P Le regole per i nodi si applicano anche alle regioni dove forze concentrate sono trasferite in una membratura e che non sono progettate con il metodo tirante-puntone.
- (2)P Le forze che agiscono sui nodi devono essere equilibrate. Si deve tener conto delle forze trasversali perpendicolari al piano del nodo.
- (3) Il dimensionamento dei nodi e la disposizione delle armature sono determinanti per la loro capacità resistente. Si possono avere nodi, per esempio, dove vi sono punti di applicazione di carichi, agli appoggi, nelle zone di ancoraggio dove si ha una concentrazione di armature ordinarie o da precompressione, in corrispondenza delle piegature delle armature e nelle connessioni e negli angoli delle membrature.
- (4) I valori di progetto delle tensioni di compressione nei nodi possono essere determinati come segue:

- a) in nodi compressi dove non vi sono tiranti ancorati nel nodo (vedere figura 6.26):

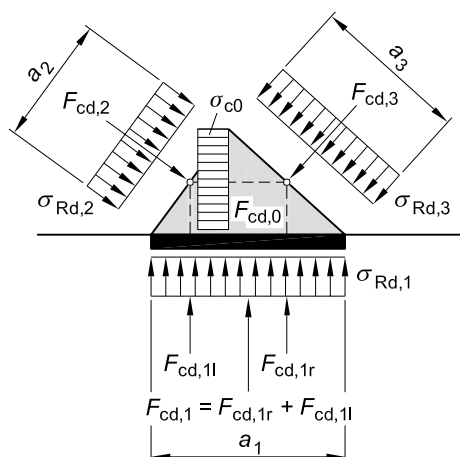
$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \quad (6.60)$$

Nota

Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

dove $\sigma_{Rd,max}$ è la massima tensione che può essere applicata ai bordi del nodo. Vedere punto 6.5.2(2) per la definizione di v' .

figura 6.26 **Nodo compresso senza tiranti**

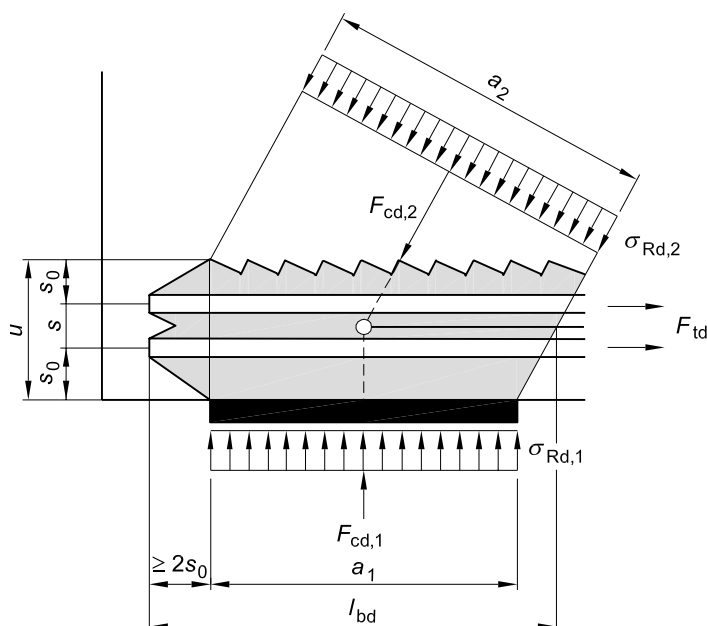


- b) in nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in una direzione (vedere figura 6.27):

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \quad (6.61)$$

dove $\sigma_{Rd,max}$ è il massimo valore di $\sigma_{Rd,1}$ e $\sigma_{Rd,2}$. Vedere punto 6.5.2(2) per la definizione di v' .

figura 6.27 **Nodo compresso teso con armatura disposta in una direzione**

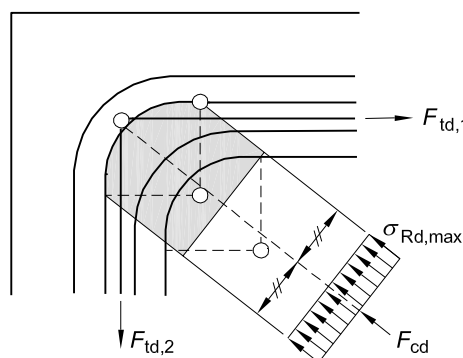


Nota Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.

- c) in nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in più di una direzione (vedere figura 6.28):

figura 6.28

Nodo compresso-teso con armature disposte in due direzioni



$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd} \quad (6.62)$$

Nota Il valore di k_3 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,75.

- (5) Nelle condizioni sottoelencate i valori di progetto della tensione di compressione dati nel punto 6.5.4(4) possono essere incrementati fino al 10% ove si verifichi almeno una delle seguenti condizioni:

- sia garantita la compressione triassiale;
- tutti gli angoli fra tiranti e puntoni siano maggiori o uguali a 55°;
- le tensioni in corrispondenza di appoggi o di carichi concentrati siano uniformi e il nodo sia confinato mediante staffe;
- le armature siano distribuite in diversi strati;
- il nodo sia confinato in modo affidabile con particolari dispositivi di appoggio o con l'attrito.

- (6) I nodi compressi in tre direzioni possono essere verificati secondo le espressioni (3.24) e (3.25) con un limite superiore $\sigma_{Rd,max} \leq k_4 v' f_{cd}$ se per tutte e tre le direzioni dei puntoni è nota la distribuzione del carico.

Nota Il valore di k_4 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 3,0.

- (7) L'ancoraggio dell'armatura nei nodi compressi-tesi comincia all'inizio del nodo, per esempio, nel caso di un appoggio l'ancoraggio comincia nella faccia interna (vedere figura 6.27). Si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio si estenda sull'intera lunghezza del nodo. In certi casi l'armatura può anche essere ancorata dietro il nodo. Per l'ancoraggio e le piegature delle armature vedere i punti da 8.4 a 8.6.

- (8) I nodi compressi, in corrispondenza della convergenza di tre puntoni complanari, possono essere verificati in conformità alla figura 6.26. Si raccomanda che il massimo valore medio delle tensioni principali nel nodo (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) sia verificato in conformità al punto 6.5.4(4) a). Generalmente si può assumere che:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ implichi } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

- (9) I nodi in corrispondenza di armature curve possono essere analizzati in conformità alla figura 6.28. Si raccomanda che le tensioni medie nei puntoni siano verificate secondo quanto riportato al punto 6.5.4(5). Si raccomanda che il diametro del mandrino sia verificato in conformità al punto 8.3.

6.6

Ancoraggi e sovrapposizioni

- (1)P Il valore di progetto della tensione di aderenza è limitato ad un valore che dipende dalle caratteristiche della superficie dell'armatura, dalla resistenza a trazione del calcestruzzo e dal confinamento del calcestruzzo che avvolge l'armatura. Quest'ultimo dipende dal ricoprimento, dalla presenza di armature trasversali e dalla pressione trasversale.

- (2) La lunghezza necessaria affinché si sviluppi la forza di trazione richiesta in un ancoraggio o in una sovrapposizione si calcola sulla base di una tensione di aderenza uniforme.
- (3) Regole di applicazione per il calcolo e la disposizione degli ancoraggi e delle sovrapposizioni sono date nei punti da 8.4 a 8.8.

6.7

Pressioni localizzate

- (1)P Nel caso di pressioni localizzate, occorre tener presenti le rotture locali (vedere in seguito) e le forze di trazione trasversali (vedere punto 6.5).
- (2) Nel caso di un carico uniformemente ripartito sull'area A_{c0} (vedere figura 6.29) la forza di compressione ultima può essere determinata come segue:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (6.63)$$

dove:

A_{c0} è l'area caricata;

A_{c1} è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo e che ha una forma omotetica a quella di A_{c0} .

- (3) Si raccomanda che l'area di diffusione A_{c1} richiesta dalla forza di compressione ultima F_{Rdu} soddisfi le condizioni seguenti:
 - l'altezza di diffusione del carico nella direzione del carico stesso si raccomanda sia presa come indicato nella figura 6.29;
 - il centro dell'area di diffusione A_{c1} raccomanda sia sulla retta di azione passante per il centro dell'area caricata A_{c0} ;
 - se sull'area di calcestruzzo agiscono più forze di compressione, si raccomanda che le aree di diffusione non siano sovrapposte.

Si raccomanda che il valore di F_{Rdu} sia ridotto se il carico non è uniformemente distribuito sull'area A_{c0} o se esistono forze di taglio importanti.

figura 6.29

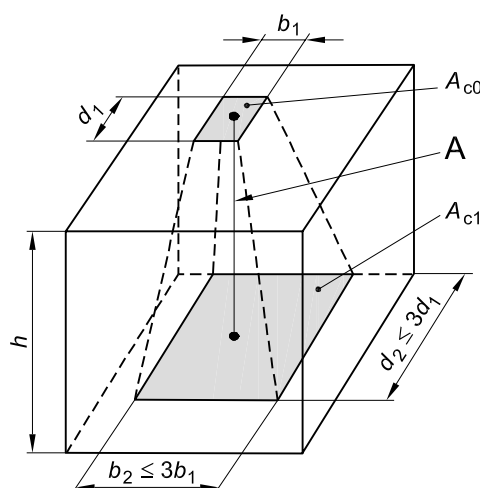
Distribuzione di progetto nel caso di pressioni localizzate

Legenda

A Linea di azione

$h \geq (b_2 - b_1)$ e

$\geq (d_2 - d_1)$



- (4) Si raccomanda di disporre idonee armature in grado di equilibrare le forze di trazione trasversali dovute all'effetto del carico.

6.8 Fatica

6.8.1 Condizioni di verifica

- (1)P La resistenza delle strutture a fatica deve essere verificata in casi particolari. Questa verifica deve essere svolta separatamente per il calcestruzzo e per l'acciaio.
- (2) Si raccomanda di fare una verifica a fatica per strutture e componenti strutturali che sono soggetti a cicli di carico regolari (per esempio carri-ponte di gru, ponti soggetti a carichi dovuti a traffico intenso).

6.8.2 Forze interne e tensioni nelle verifiche a fatica

- (1)P Il calcolo delle tensioni deve essere fondato sull'ipotesi di sezioni fessurate trascurando la resistenza a trazione del calcestruzzo, ma tenendo in conto la congruenza delle deformazioni.
- (2)P L'effetto del diverso comportamento, nei riguardi dell'aderenza, tra le armature ordinarie e quelle da precompressione deve essere tenuto in conto incrementando l'escursione delle tensioni nelle armature ordinarie, calcolata, nell'ipotesi di perfetta aderenza, mediante un coefficiente, η , dato da:

$$\eta = \frac{A_S + A_P}{A_S + A_P \sqrt{\xi(\phi_S/\phi_P)}} \quad (6.64)$$

dove:

A_S è l'area dell'armatura ordinaria;

A_P è l'area dell'armatura da precompressione, o cavi;

ϕ_S è il massimo diametro dell'armatura ordinaria;

ϕ_P è il diametro o il diametro equivalente dell'armatura da precompressione;

$\phi_P = 1,6 \sqrt{A_P}$ per armature accoppiate,

$\phi_P = 1,75 \phi_{\text{wire}}$ per trefoli a 7 fili dove ϕ_{wire} è il diametro del filo,

$\phi_P = 1,20 \phi_{\text{wire}}$ per trecce a 3 fili dove ϕ_{wire} è il diametro del filo;

ξ è il rapporto tra la resistenza di aderenza al calcestruzzo delle armature da precompressione aderenti e quella delle armature ordinarie. Il valore di ξ è contenuto nel Benestare Tecnico Europeo pertinente. In assenza di questo si possono adottare i valori dati nel prospetto 6.2.

prospetto 6.2

Rapporto della resistenza di aderenza, ξ , fra armature di precompressione e armature ordinarie

Acciaio da precompressione	ξ		
	pre-teso	aderente, post-teso	
		$\leq C50/60$	$\geq C70/85$
barre lisce e fili	Non applicabile	0,3	0,15
trefoli	0,6	0,5	0,25
fili indentati	0,7	0,6	0,3
barre con nervature	0,8	0,7	0,35
Nota Per valori intermedi tra C50/60 e C70/85 può essere utilizzata l'interpolazione.			

- (3) Nel progetto delle armature resistenti al taglio l'inclinazione θ_{fat} delle bielle compresse può essere calcolata mediante un modello tirante-puntone o in conformità all'espressione (6.65).

$$\tan \theta_{\text{fat}} = \sqrt{\tan \theta} \leq 1,0 \quad (6.65)$$

dove:

θ è l'angolo che le bielle compresse formano con l'asse della trave allo stato limite ultimo (ULS) (vedere punto 6.2.3).

6.8.3

Combinazione di azioni

- (1)P Per il calcolo dell'escursione delle tensioni, l'azione deve essere divisa in una parte che non induce cicli di fatica e in un'altra parte che li induce (un numero di azioni ripetute di carico).
- (2)P La combinazione fondamentale di carichi non ciclici corrisponde alla definizione di combinazione frequente nello stato limite di esercizio (SLS):

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.66)$$

La combinazione di azioni contenuta nelle parentesi {}, (chiamata combinazione di base), può essere espressa nella forma:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.67)$$

Nota $Q_{k,1}$ e $Q_{k,i}$ sono azioni non cicliche, non permanenti.

- (3)P Le azioni cicliche devono essere combinate con la più sfavorevole combinazione di base:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \Psi_{1,1} Q_{k,1}; \Psi_{2,i} Q_{k,i}; Q_{fat}\} j \geq 1; i > 1 \quad (6.68)$$

La combinazione di azioni nella parentesi {}, (denominata combinazione di base più azione ciclica) può essere espressa come:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (6.69)$$

dove:

Q_{fat} è il carico che determina fatica preso in considerazione (per esempio carico dovuto al traffico come definito nella EN 1991 o altro carico ciclico).

6.8.4

Procedimento di verifica per le armature ordinarie e per quelle da precompressione

- (1) Il danneggiamento prodotto da un singolo carico che induce un'escursione di tensioni $\Delta\sigma$ può essere determinato facendo ricorso alle curve S-N (figura 6.30) per acciaio ordinario e da precompressione. Si raccomanda che il carico applicato sia moltiplicato per $\gamma_{F,fat}$. Si raccomanda che l'intervallo di tensione resistente ottenuto a N^* cicli $\Delta\sigma_{Rsk}$ sia diviso per il fattore di sicurezza $\gamma_{S,fat}$.

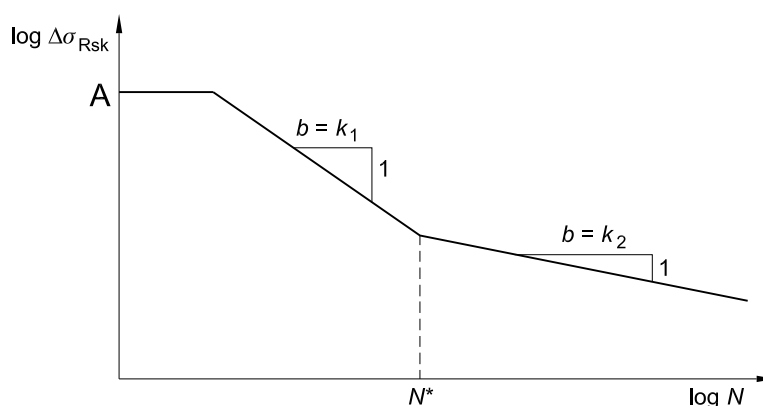
Nota 1 Il valore di $\gamma_{F,fat}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,0.

figura 6.30

Forma della curva caratteristica della resistenza a fatica (curve S-N per acciaio ordinario e da precompressione)

Legenda

A Armatura alla tensione di snervamento



Nota 2 I valori dei parametri relativi alle curve S-N per gli acciai ordinari e da precompressione per l'utilizzo in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono riportati nei prospetti 6.3N e 6.4N e si riferiscono rispettivamente agli acciai ordinari ed a quelli da precompressione.

prospetto 6.3N Parametri per le curve S-N relative agli acciai ordinari

Tipo di armatura	N^*	esponente delle tensioni		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) a N^* cicli
		k_1	k_2	
Barre diritte o piegate ¹⁾	10^6	5	9	162,5
Barre saldate e reti	10^7	3	5	58,5
Dispositivi di giunzione	10^7	3	5	35

Nota 1 I valori per $\Delta\sigma_{Rsk}$ sono quelli relativi alle barre diritte. Per barre piegate si raccomanda che i valori siano ottenuti adottando un fattore di riduzione $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \phi$, dove:
 D è il diametro del mandrino;
 ϕ è il diametro della barra.

prospetto 6.4N Parametri per le curve S-N relative agli acciai da precompressione

Curve S-N di acciai da precompressione	N^*	esponente delle tensioni		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) a N^* cicli
		k_1	k_2	
armature pre-tese	10^6	5	9	185
armature post-tese				
- trefolo singolo in guaina di plastica	10^6	5	9	185
- trefoli diritti o curvi in guaine di plastica	10^6	5	10	150
- trefoli curvi in guaine di acciaio	10^6	5	7	120
- dispositivi di giunzione	10^6	5	5	80

- (2) Nel caso di cicli multipli di ampiezza variabile il danneggiamento può accumularsi secondo la regola di Palmgren-Miner. Quindi, si raccomanda che il fattore di danneggiamento a fatica D_{Ed} causata dai carichi a fatica considerati, soddisfi la condizione:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1 \quad (6.70)$$

dove:

$n(\Delta\sigma_i)$ è il numero di cicli, di ampiezza $\Delta\sigma_i$, applicato;

$N(\Delta\sigma_i)$ è il numero di cicli limite di ampiezza $\Delta\sigma_i$.

- (3)P Se l'armatura ordinaria o da precompressione è sottoposta a carichi di fatica, le tensioni calcolate non devono essere maggiori del valore di progetto della tensione di snervamento dell'acciaio.
- (4) Si raccomanda che la tensione di snervamento dell'acciaio sia accertata mediante prove di trazione sullo stesso acciaio utilizzato.
- (5) Quando le regole del punto 6.8 sono impiegate per valutare la vita residua di strutture esistenti o per accertare la necessità di rinforzi, una volta che la corrosione si sia innescata, l'intervallo di tensione, per le barre diritte e piegate, può essere determinato riducendo l'esponente delle tensioni k_2 .

Nota Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 5.

- (6)P L'intervallo di tensione relativo a barre saldate non deve mai eccedere quello relativo alle barre diritte e alle barre piegate.

6.8.5

Verifica a fatica con il metodo dell'intervallo equivalente di danno

- (1) Invece di una verifica esplicita della riduzione di resistenza secondo il punto 6.8.4, la verifica a fatica di casi normalizzati con carichi noti (ponti ferroviari e stradali) può essere effettuata determinando:
 - intervalli di tensioni nell'acciaio che provocano danno equivalente secondo il punto 6.8.5(3);
 - intervalli di tensioni nel calcestruzzo che provocano danno equivalente secondo il punto 6.8.7.
- (2) Il metodo dell'intervallo equivalente di danno consiste nel rappresentare lo spettro reale di carico mediante l'applicazione di N^* cicli di un unico intervallo di tensione. La EN 1992-2 fornisce modelli e procedimenti appropriati di carichi di fatica per il calcolo dell'intervallo equivalente $\Delta\sigma_{S,eq}$ per le strutture in elevazione dei ponti stradali e ferroviari.
- (3) Per armature ordinarie o da precompressione e per dispositivi di giunzione si raccomanda che un'adeguata resistenza a fatica possa essere raggiunta se è soddisfatta l'espressione (6.71):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}} \quad (6.71)$$

dove:

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ è l'intervallo di tensioni a N^* cicli dedotto dalle curve appropriate S-N date nella figura 6.30.

Nota Vedere anche i prospetti 6.3N e 6.4N.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ è l'intervallo di tensioni di danno equivalente per diversi tipi di armature e considerando N^* cicli di carico. Nel caso di edifici $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ può essere assunto per approssimazione pari a $\Delta\sigma_{S,max}$.

$\Delta\sigma_{S,max}$ è la massima tensione nell'acciaio nella combinazione di carico appropriata.

6.8.6

Altre verifiche

- (1) Si può ritenere che vi sia un'adeguata resistenza a fatica nel caso di barre tese non saldate se l'intervallo di tensione nella condizione di carico ciclico frequente combinata con la combinazione di base è $\Delta\sigma_S \leq k_1$.

Nota Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 70 MPa.

Nel caso di barre saldate tese, si può ritenere che vi sia un'adeguata resistenza a fatica se l'intervallo di tensione nella situazione di carico frequente combinata con la combinazione di base è $\Delta\sigma_S \leq k_2$.

Nota Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 35 MPa.

- (2) Come semplificazione di (1) sopra la verifica può essere condotta utilizzando la combinazione di carico frequente. Se questa è soddisfatta allora non sono necessarie ulteriori verifiche.
- (3) Si raccomanda che nel calcestruzzo precompresso, se si impiegano giunti saldati o dispositivi di giunzione, non sussista trazione nella sezione di calcestruzzo a distanza minore di 200 mm dai cavi di precompressione o dalle armature ordinarie sotto la combinazione di carico frequente associata a una riduzione, del fattore k_3 , per il valore medio della forza di precompressione, P_m .

Nota Il valore di k_3 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,9.

6.8.7

Verifica a fatica del calcestruzzo in condizioni di compressione o taglio

- (1) Si può ritenere che vi sia una soddisfacente resistenza a fatica nel calcestruzzo compresso se è soddisfatta la seguente condizione:

$$E_{cd,max,eq} + 0,43\sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1 \quad (6.72)$$

dove:

$$R_{eq} = \frac{E_{cd,min,eq}}{E_{cd,max,eq}} \quad (6.73)$$

$$E_{cd,min,eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.74)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}} \quad (6.75)$$

dove:

R_{eq} è il rapporto tensionale;

$E_{cd,min,eq}$ è il livello minimo delle tensioni di compressione;

$E_{cd,max,eq}$ è il livello massimo delle tensioni di compressione;

$f_{cd,fat}$ è il valore di progetto della resistenza a fatica del calcestruzzo secondo (6.76);

$\sigma_{cd,max,eq}$ è il limite superiore dell'intervallo tensionale ultimo per N cicli;

$\sigma_{cd,min,eq}$ è il limite inferiore dell'intervallo tensionale ultimo per N cicli.

Nota Il valore di N ($\leq 10^6$ cicli) da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $N = 10^6$ cicli.

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.76)$$

dove:

$\beta_{cc}(t_0)$ è un coefficiente che definisce la resistenza del calcestruzzo alla prima applicazione del carico [vedere punto 3.1.2 (6)];

t_0 è il tempo in giorni in cui comincia l'applicazione del carico ciclico al calcestruzzo.

Nota Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $N = 10^6$ cicli è 0,85.

- (2) Si può ritenere che la verifica a fatica del calcestruzzo compresso sia positiva se è soddisfatta la condizione seguente:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \quad (6.77)$$

$$\leq 0,9 f_{ck} \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\leq 0,8 f_{ck} \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove:

$\sigma_{c,max}$ è la massima tensione di compressione in una corda sotto la combinazione di carico frequente (compressione assunta come positiva);

$\sigma_{c,min}$ è la minima tensione di compressione nella stessa corda dove si verifica $\sigma_{c,max}$. Se $\sigma_{c,min}$ è una tensione di trazione, allora si raccomanda di assumere $\sigma_{c,min}$ con valore 0.

- (3) L'espressione (6.77) si applica anche alle bielle compresse delle membrature soggette a taglio. In questo caso si raccomanda che la resistenza del calcestruzzo $f_{cd,fat}$ sia ridotta secondo il fattore di riduzione della resistenza [vedere punto 6.2.2 (6)].

- (4) Per membrane per le quali non è richiesto il calcolo di armature a taglio allo stato limite ultimo, si può ritenere che il calcestruzzo resista a fatica da taglio se si verificano le condizioni seguenti:

- per $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} \geq 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0,9 \text{ fino a C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ maggiore di C55/67} \end{cases} \quad (6.78)$$

- per $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$:

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \quad (6.79)$$

dove:

$V_{Ed,max}$ è il valore di progetto della massima forza di taglio applicata nella condizione di carico frequente;

$V_{Ed,min}$ è il valore di progetto della minima forza di taglio applicata nella combinazione di carico frequente nella sezione dove si verifica $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,c}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio secondo l'espressione (6.2.a).

SEZIONE 7

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLS)

7.1

Generalità

- (1)P La presente Sezione tratta gli stati limite di esercizio più comuni, cioè:

- limitazione delle tensioni (vedere punto 7.2);
- controllo della fessurazione (vedere punto 7.3);
- controllo dell'inflessione (vedere punto 7.4).

Altri stati limite, come la vibrazione, possono essere importanti in particolari strutture, ma non sono considerati nella presente norma.

- (2) Nel calcolo di tensioni e deformazioni si raccomanda di considerare le sezioni come non fessurate quando la tensione di trazione indotta dalla flessione non eccede $f_{ct,eff}$. Il valore di $f_{ct,eff}$ può essere assunto pari a f_{ctm} oppure a $f_{ctm,fl}$ a condizione che anche il calcolo dell'armatura minima tesa si basi sullo stesso valore. Ai fini del calcolo dell'ampiezza delle fessure e del contributo del calcestruzzo teso tra le fessure si raccomanda di adottare f_{ctm} .

7.2

Limitazione delle tensioni

- (1)P La tensione di compressione nel calcestruzzo deve essere limitata al fine di evitare fessure longitudinali, micro-fessurazione o elevati livelli di viscosità, laddove questi possano comportare effetti inaccettabili per la funzionalità della struttura.
- (2) Possono insorgere fessure longitudinali se il livello di tensione sotto la combinazione di carico caratteristica eccede un valore critico. Tale fessurazione può condurre a una riduzione di durabilità. In assenza di altri provvedimenti, come incremento del copriferro nella zona di compressione o confinamento mediante armatura trasversale, può essere opportuno limitare le tensioni di compressione al valore $k_1 f_{ck}$ per esposizione in ambienti di classe XD, XF e XS (vedere prospetto 4.1).

Nota Il valore di k_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,6.

- (3) Se la tensione nel calcestruzzo sotto i carichi quasi permanenti è minore di $k_2 f_{ck}$, si può assumere un comportamento visco-elastico di tipo lineare. Se la tensione nel calcestruzzo eccede $k_2 f_{ck}$, si raccomanda di considerare un comportamento visco-elastico di tipo non lineare (vedere punto 3.1.4).
- Nota Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,45.
- (4)P Le tensioni di trazione nell'acciaio devono essere limitate per evitare deformazioni anelastiche, fessurazioni o deformazioni inaccettabili.
- (5) Si può ammettere che, per quanto concerne l'aspetto, fessurazioni o spostamenti non accettabili siano evitati quando, sotto la combinazione di carichi caratteristica, la tensione di trazione nell'armatura non eccede $k_3 f_{yk}$. Se la tensione è dovuta a deformazioni imposte, si raccomanda che la tensione di trazione non ecceda $k_4 f_{yk}$. Si raccomanda che il valore medio della tensione nell'armatura di precompressione non sia maggiore di $k_5 f_{pk}$.
- Nota I valori di k_3 , k_4 , k_5 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 0,8, 1 e 0,75.

7.3

Verifica della fessurazione

7.3.1

Considerazioni generali

- (1)P La fessurazione deve essere limitata a un livello tale da non pregiudicare il corretto funzionamento o la durabilità della struttura o da renderne inaccettabile l'aspetto.
- (2) La fessurazione è normale nelle strutture di calcestruzzo armato soggette a flessione, a taglio, a torsione o a trazioni indotte da carichi diretti o da deformazioni imposte o impediti.
- (3) Le fessure possono anche sorgere per altre cause, come ritiro plastico o reazioni chimiche espansive all'interno del calcestruzzo indurito. Tali fessure possono assumere ampiezze inaccettabili, ma la prevenzione e limitazione delle stesse esulano dallo scopo di questa Sezione.
- (4) Si può permettere la formazione delle fessure senza nessun tentativo di verifica dell'ampiezza, a condizione che non sia pregiudicato il funzionamento della struttura.
- (5) Si raccomanda di fissare un'ampiezza limite di progetto delle fessure, w_{max} , tenuto conto della funzione e della natura della struttura e dei costi inerenti alla limitazione dell'ampiezza stessa.
- Nota Il valore di w_{max} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati per le classi di esposizione pertinenti sono forniti nel prospetto 7.1N.

prospetto 7.1N

Valori raccomandati di w_{max} (mm)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione
Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per dare normalmente un aspetto o accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.		
Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.		

In assenza di requisiti specifici (per esempio impermeabilità), si può ritenere che limitare le ampiezze di progetto delle fessure ai valori di w_{max} forniti dal prospetto 7.1N, sotto la combinazione di carico quasi-permanente, sia generalmente soddisfacente per gli elementi di calcestruzzo armato di edifici nei riguardi dell'aspetto e della durabilità.

La durabilità di elementi precompressi può essere influenzata dalla fessurazione in modo più critico. In assenza di requisiti più dettagliati, per elementi precompressi di calcestruzzo si considera generalmente soddisfacente limitare le ampiezze di progetto delle fessure ai valori di w_{\max} forniti dal prospetto 7.1N, sotto la combinazione di carico frequente. Il limite di decompressione richiede che ogni parte delle armature di precompressione o delle guaine rimanga almeno 25 mm all'interno del calcestruzzo compresso.

- (6) Per elementi precompressi con sole armature non aderenti, si applicano i requisiti relativi agli elementi di calcestruzzo armato. Per elementi precompressi mediante la combinazione di armature aderenti e non aderenti, si applicano i requisiti relativi agli elementi di calcestruzzo armato precompresso ad armature aderenti.
- (7) Misure particolari possono essere necessarie per elementi soggetti alla classe di esposizione XD3. La scelta di misure adeguate dipende dalla natura dell'agente aggressivo presente.
- (8) Nei casi in cui si impieghino modelli tirante - puntone con puntone inclinati secondo le direzioni delle tensioni di compressione relative allo stato non fessurato, è possibile adottare le forze agenti nei tiranti per ottenere le corrispondenti tensioni nell'acciaio per valutare l'ampiezza delle fessure [vedere punto 5.6.4 (2)].
- (9) L'ampiezza delle fessure può essere calcolata secondo il punto 7.3.4. Un metodo alternativo semplificato consiste nel limitare il diametro delle barre oppure la loro spaziatura secondo il punto 7.3.3.

7.3.2

Aree minime di armatura

- (1)P Se è richiesta la verifica a fessurazione, è necessario disporre un quantitativo minimo di armatura aderente allo scopo di controllare la fessurazione nelle zone dove è presente la trazione. Tale quantitativo può essere valutato mediante l'equilibrio tra la forza di trazione nel calcestruzzo subito prima della formazione della fessura e la forza di trazione nell'armatura fatta lavorare alla tensione di snervamento oppure ad una tensione minore se ciò può essere necessario per limitare l'ampiezza delle fessure.
- (2) A meno che calcoli più rigorosi non dimostrino la possibilità di adottare un'area minore, le aree di armatura minime richieste possono essere calcolate come di seguito. In sezioni sagomate come travi a T o travi a cassone, si raccomanda che l'armatura minima sia determinata per le singole parti della sezione (anime, piattabande).

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (7.1)$$

dove:

$A_{s,\min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito prima della formazione della fessura;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro delle barre o la massima spaziatura tra le barre [vedere punto 7.3.3.12 (2)];

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ o minore, $[f_{ctm}(t)]$, se la formazione delle fessure è prevista prima di 28 d;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, che determinano una riduzione delle forze di contrasto:

= 1,0 per anime con $h \leq 300$ mm o piattabande di larghezza minore di 300 mm;

= 0,65 per anime con $h \geq 800$ mm o piattabande di larghezza maggiore di 800 mm.

Valori intermedi possono essere ottenuti per interpolazione;

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva:

Per trazione pura:

$$k_c = 1,0$$

Per flessione semplice o flessione combinata con forze di compressione assiale:

- Per sezioni rettangolari e anime di sezioni a cassone e di sezioni a T:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad (7.2)$$

- Per piattabande di sezioni a cassone e di sezioni a T:

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad (7.3)$$

dove:

σ_c è la tensione media del calcestruzzo agente sulla parte di sezione presa in considerazione:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad (7.4)$$

N_{Ed} è la forza assiale allo stato limite di esercizio agente sulla parte di sezione presa in considerazione (forza di compressione positiva). Si raccomanda che N_{Ed} sia determinata considerando i valori caratteristici della precompressione e delle forze assiali per la combinazione delle azioni pertinenti;

h^* $h^* = h$ per $h < 1,0$ m,
 $h^* = 1,0$ m per $h \geq 1,0$ m;

k_1 è un coefficiente che tiene conto degli effetti delle forze assiali sulla distribuzione delle tensioni:

$k_1 = 1,5$ se N_{Ed} è una forza di compressione,
 $k_1 = \frac{2h^*}{3h}$ se N_{Ed} è una forza di trazione;

F_{cr} è il valore assoluto della forza di trazione nella piattabanda subito prima della formazione della fessura dovuta al momento di fessurazione calcolato con $f_{ct,eff}$.

(3) Si può ammettere che le armature di precompressione aderenti contribuiscano al controllo della fessurazione entro una distanza ≤ 150 mm dal centro dell'armatura. Ciò può essere preso in conto aggiungendo il termine $\xi_1 A_p' \Delta \sigma_p$ al primo membro dell'espressione (7.1),

dove:

A_p' è l'area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione di altezza, $h_{c,eff}$, dove $h_{c,eff}$ è il minore tra 2,5 ($h-d'$), ($h-x$)/3 o $h/2$ (vedere figura 7.1);

ξ_1 è il rapporto modificato della resistenza per aderenza che tiene conto dei diversi diametri dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario:

$$= \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (7.5)$$

ξ rapporto della resistenza per aderenza dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario, secondo il prospetto 6.2 al punto 6.8.2;

ϕ_s il maggiore diametro delle barre di acciaio ordinario;

ϕ_p diametro equivalente dell'armatura di precompressione secondo il punto 6.8.2.

Se è impiegata solo armatura di precompressione per controllare la fessurazione, $\xi_1 = \sqrt{\xi}$;

$\Delta\sigma_p$ variazione di tensione nell'armatura di precompressione a partire dallo stato indeformato del calcestruzzo posto allo stesso livello.

- (4) Negli elementi precompressi non è richiesta un'armatura minima nelle sezioni in cui, sotto la combinazione di carico caratteristica e il valore caratteristico della forza di precompressione, il calcestruzzo è compresso oppure il valore assoluto della tensione di trazione nel calcestruzzo è minore di $\sigma_{ct,p}$.

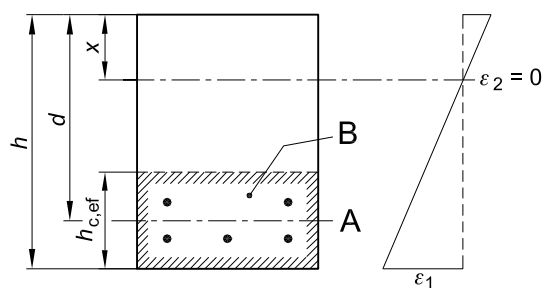
Nota Il valore di $\sigma_{ct,p}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $f_{ct,eff}$ in conformità al punto 7.3.2 (2).

figura 7.1

Area tesa efficace (casi tipici)

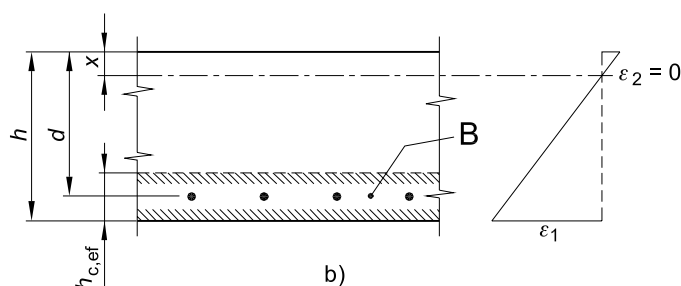
Legenda

- a) Trave
A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



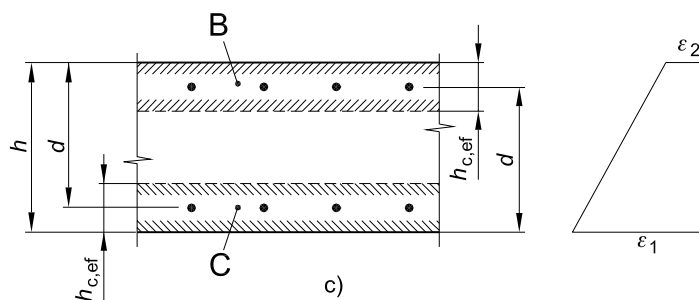
a)

- b) Piastra
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



b)

- c) Elemento in trazione
B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$



c)

7.3.3

Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

- (1) Per piastre di calcestruzzo armato ordinario o precompresso di edifici, soggette a flessione senza trazione assiale significativa, non sono necessari provvedimenti specifici per limitare la fessurazione se l'altezza totale non è maggiore di 200 mm e sono state applicate le disposizioni del punto 9.3.
- (2) Le regole date nel punto 7.3.4 possono essere presentate in forma di prospetto diminuendo il diametro delle barre o la spaziatura come semplificazione.

Nota

Dove è disposta l'armatura minima indicata nel punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se:

- per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedita, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè σ_s nell'espressione (7.1)];
- per fessurazione causata principalmente da carichi sono rispettate le disposizioni del prospetto 7.2N o quelle del prospetto 7.3N. Si raccomanda che le tensioni nell'acciaio siano calcolate in sezione fessurata sotto la corrispondente combinazione di azioni.

Per elementi pre-tesi, in cui il controllo della fessurazione è garantito principalmente dall'armatura di precompressione con aderenza diretta, si possono utilizzare i prospetti 7.2N e 7.3N adottando una tensione pari a quella totale diminuita dalla tensione di precompressione. Per elementi post-tesi, in cui il controllo della fessurazione è garantito principalmente dall'armatura ordinaria, si possono utilizzare i prospetti con una tensione in questa armatura calcolata tenendo conto dell'effetto delle forze di precompressione.

prospetto 7.2N

Diametri massimi delle barre ϕ_s per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$ h; $(h - d) = 0,1$ h; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_3 = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ e $k_4 = 1,0$.
 2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N

Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Flessione (almeno una parte della sezione è compressa):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad (7.6N)$$

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

ϕ_s^* è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

h è l'altezza totale della sezione;

h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

- (3) Nelle travi di altezza totale di 1 000 mm o più in cui l'armatura principale è concentrata solo in una piccola parte dell'altezza, si raccomanda di prevedere un'armatura aggiuntiva di pelle per il controllo della fessurazione sulle facce laterali della trave. Si raccomanda di distribuire tale armatura uniformemente tra il livello dell'acciaio teso e l'asse neutro e posizionata all'interno delle staffe. Si raccomanda che l'area di tale armatura non sia minore del valore ottenuto applicando il punto 7.3.2 (2), assumendo k pari a 0,5 e σ_s pari a f_{yk} . La spaziatura e il diametro delle barre possono essere ricavati dal punto 7.3.4 oppure un'adeguata semplificazione per la condizione di trazione pura, assumendo una tensione nell'acciaio pari alla metà del valore stabilito per l'armatura principale tesa.
- (4) Si raccomanda di notare che esiste un rischio particolare di formazione di fessure ampie in corrispondenza di sezioni dove si verificano improvvise variazioni di tensione, per esempio:
 - in corrispondenza di cambi di sezione;
 - vicino a carichi concentrati;
 - dove barre sono interrotte;
 - in zone di elevate tensioni di aderenza, in particolare alle estremità delle sovrapposizioni.

Si raccomanda di cercare di ridurre al minimo le variazioni di tensione in tali zone. Comunque le regole per la limitazione della fessurazione indicate ai punti precedenti assicurano generalmente un controllo adeguato per questi punti critici, alla condizione che siano state rispettate le prescrizioni per la disposizione delle armature riportate nelle Sezioni 8 e 9.

- (5) La fessurazione causata da effetti di azioni tangenziali si può considerare adeguatamente controllata se si osservano le prescrizioni per la disposizione delle armature date nei punti 9.2.2, 9.2.3, 9.3.2 e 9.4.3.

7.3.4

Calcolo dell'ampiezza delle fessure

- (1) L'ampiezza delle fessure, w_k , può essere ottenuta con l'espressione (7.8):

$$w_k = s_{r,max} (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

dove:

$s_{r,max}$ è la distanza massima tra le fessure;

ε_{sm} è la deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente, tenendo conto delle deformazioni impresse e dell'effetto di "tension-stiffening". Si considera soltanto la deformazione aggiuntiva a partire dallo stato indeformato del calcestruzzo posto allo stesso livello;

ε_{cm} è la deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

(2) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ può essere calcolata con l'espressione:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (7.9)$$

dove:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata. Per elementi precompressi σ_s può essere sostituito da $\Delta\sigma_p$, inteso come la variazione di tensione nell'armatura di precompressione valutata a partire dallo stato indeformato del calcestruzzo posto allo stesso livello;

α_e rapporto E_s/E_{cm} ;

$\rho_{p,eff}$ $(A_s + \xi_1^2 A_p')/A_{c,eff}$; (7.10)

A_p' e $A_{c,eff}$ sono definiti come nel punto 7.3.2 (3);

ξ_1 in accordo con l'espressione (7.5);

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico:

$k_t = 0,6$ per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$ per carichi di lunga durata.

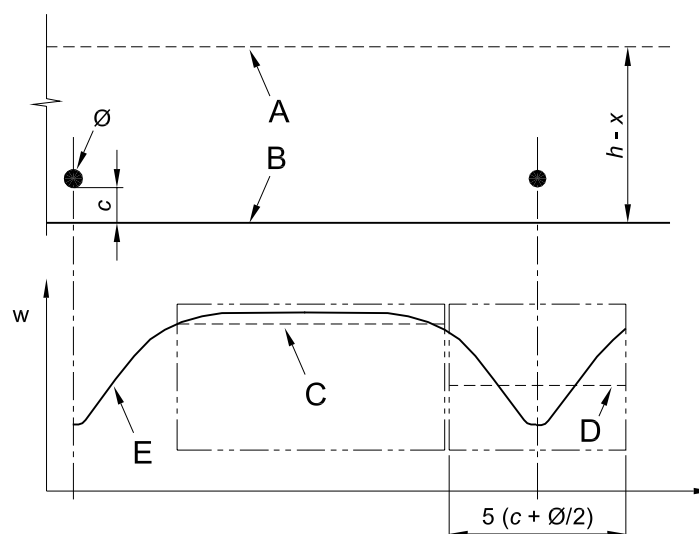
(3) Nei casi in cui l'armatura aderente è disposta con baricentri ragionevolmente vicini entro la zona tesa ($\leq 5(c + \phi/2)$), la distanza massima finale tra le fessure può essere calcolata con l'espressione (7.11) (vedere figura 7.2):

figura 7.2

Ampiezza delle fessure, w , in corrispondenza della superficie del calcestruzzo in funzione della distanza dalle barre

Legenda

- A Asse neutro
- B Superficie del calcestruzzo teso
- C Distanza tra le fessure prevista dall'espressione (7.14)
- D Distanza tra le fessure prevista dall'espressione (7.11)
- E Ampiezza effettiva della fessura



$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff} \quad (7.11)$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre. Se in una sezione sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un diametro equivalente, ϕ_{eq} . Per una sezione con n_1 barre di diametro ϕ_1 e n_2 barre di diametro ϕ_2 , si raccomanda di adottare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad (7.12)$$

c è il ricoprimento dell'armatura;

k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente:

= 0,8 per barre ad aderenza migliorata,

= 1,6 per barre con una superficie effettivamente liscia (per esempio, armatura di precompressione);

k_2 è un coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni:

= 0,5 per flessione,

= 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di k_2 , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / (2\varepsilon_1) \quad (7.13)$$

dove ε_1 ed ε_2 sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata.

Nota I valori di k_3 e k_4 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono rispettivamente 3,4 e 0,425.

Se la spaziatura dell'armatura aderente è maggiore di 5 ($c + \phi/2$) (vedere figura 7.2) oppure se non è presente armatura aderente entro la zona tesa, si può stimare un limite superiore per l'ampiezza delle fessure assumendo una distanza massima tra le fessure:

$$s_{r,max} = 1,3 (h - x) \quad (7.14)$$

- (4) Se l'angolo compreso tra gli assi delle tensioni principali e la direzione dell'armatura, in elementi armati secondo due direzioni ortogonali, è significativo ($>15^\circ$), la distanza tra le fessure $s_{r,max}$ può essere calcolata con l'espressione seguente:

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,max,z}}} \quad (7.15)$$

dove:

θ è l'angolo tra l'armatura in direzione y e la direzione della tensione principale di trazione;

$s_{r,max,y}$ $s_{r,max,z}$ sono le distanze tra le fessure calcolate rispettivamente in direzione y e z secondo il punto 7.3.4 (3).

- (5) Nel caso di muri soggetti a contrazione termica precoce, dove l'area dell'armatura orizzontale, A_s , non soddisfa i requisiti del punto 7.3.2 e la parte inferiore del muro non può contrarsi perché vincolata a una base gettata precedentemente, $s_{r,max}$ può essere assunta pari a 1,3 volte l'altezza del muro.

Nota Nei casi in cui si adottino metodi semplificati di progetto dell'ampiezza delle fessure si raccomanda che questi si basino sulle proprietà date nella presente norma oppure comprovate da prove sperimentali.

7.4 Controllo dell'inflessione

7.4.1 Considerazioni generali

- (1)P L'inflessione di un elemento o di una struttura deve essere tale da non compromettere la funzionalità o l'aspetto estetico.
- (2) Si raccomanda di stabilire adeguati valori limite di inflessione, che tengano conto della natura della struttura, delle finiture, dei tramezzi e degli accessori nonché della funzione della struttura stessa.
- (3) Si raccomanda che le inflessioni non superino quelle che possono essere sopportate senza inconvenienti da altri elementi collegati quali tramezzi, vetrate, rivestimenti, servizi e finiture. In qualche caso possono essere richiesti dei limiti particolari per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti sostenuti dalla struttura o per evitare che l'acqua ristagni su tetti piani.

Nota I limiti alle inflessioni indicati in (4) e (5) sono dedotti dalla ISO 4356 e comportano generalmente prestazioni soddisfacenti di edifici come case di abitazione, uffici, edifici pubblici od officine. Si raccomanda di curare che i limiti siano adeguati per la singola struttura considerata e che non vi siano esigenze particolari. Dati ulteriori sulle inflessioni e sui valori limite possono essere ricavati dalla ISO 4356.

- (4) L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, piastra o sbalzo soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di $\frac{1}{250}$ della luce. L'inflessione è intesa relativa agli appoggi. Può essere prevista una controfrecce per compensare tutta o parte dell'inflessione, ma si raccomanda che la monta delle casseforme verso l'alto non sia maggiore di $\frac{1}{250}$ della luce.
- (5) Si raccomanda che le inflessioni che possono causare danni a parti adiacenti della struttura siano limitate. Un adeguato limite per l'inflessione dopo la costruzione in presenza dei carichi quasi-permanenti è generalmente $\frac{1}{500}$ della luce. Altri limiti possono essere considerati in funzione della sensibilità delle parti adiacenti.
- (6) Lo stato limite di deformazione può essere verificato:
- sia limitando i rapporti luce/altezza, secondo il punto 7.4.2;
 - sia confrontando l'inflessione calcolata, secondo il punto 7.4.3, con un valore limite.

Nota Le deformazioni reali possono differire da quelle calcolate, soprattutto se i valori dei momenti agenti sono prossimi al momento di fessurazione. Le differenze dipendono dalla dispersione delle proprietà dei materiali, dalle condizioni ambientali, dalla storia di carico, dalle condizioni di vincolo sugli appoggi, dalle condizioni del terreno, ecc.

7.4.2 Casi in cui il calcolo può essere omesso

- (1)P In genere non è necessario calcolare esplicitamente le inflessioni poiché possono essere formulate regole semplici, come la limitazione del rapporto luce/altezza, atte a evitare problemi di inflessione in circostanze normali. Sono necessarie verifiche più rigorose per elementi al di fuori di tali limiti o se altri limiti alle inflessioni, diversi da quelli impliciti nei metodi semplificati, risultano più adeguati.
- (2) Se travi o piastre di calcestruzzo armato di edifici sono dimensionate in modo da rispettare i limiti del rapporto luce/altezza indicati in questo punto, le loro inflessioni possono essere considerate come non eccedenti i limiti stabiliti ai punti 7.4.1 (4) e (5). Il rapporto limite luce/altezza può essere stimato con le espressioni (7.16.a) e (7.16.b) e moltiplicandolo per fattori di correzione che tengono conto del tipo di armatura utilizzata e di altre variabili. Nell'elaborazione di queste espressioni non sono state considerate contrefrecce.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

dove:

l/d è il limite luce/altezza utile;

K è il fattore che tiene conto dei diversi sistemi strutturali;

ρ_0 è il rapporto di armatura di riferimento = $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$;

ρ è il rapporto di armatura tesa richiesta in mezzeria per resistere al momento indotto dai carichi di progetto (all'incastro per mensola);

ρ' è il rapporto di armatura compressa richiesta in mezzeria per resistere al momento indotto dai carichi di progetto (all'incastro per mensola);

f_{ck} è in Megapascal.

Le espressioni (7.16.a) e (7.16.b) sono state ricavate assumendo la tensione nell'acciaio pari a 310 MPa (corrispondente approssimativamente a $f_{yk} = 500$ MPa), sotto la condizione di carico appropriata allo SLE in sezione fessurata nella mezzeria di una trave o di una piastra o all'incastro di una mensola. Se sono utilizzati altri livelli di tensione, si raccomanda che i valori ottenuti applicando le espressioni (7.16) siano moltiplicati per $310/\sigma_s$. È generalmente a favore di sicurezza assumere che:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

dove:

σ_s è la tensione nell'acciaio teso in mezzeria (all'incastro per mensola) sotto il carico di progetto allo SLE;

$A_{s,prov}$ è l'area di armatura effettivamente presente nella sezione considerata;

$A_{s,req}$ è l'area di armatura richiesta nella sezione considerata allo stato limite ultimo.

Per sezioni a T, se il rapporto tra la larghezza dell'ala e la larghezza dell'anima è maggiore di 3, si raccomanda che i valori di l/d dati dall'espressione (7.16) siano moltiplicati per 0,8.

Per travi e piastre escluse le piastre senza nervature di luce maggiore di 7 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di inflessioni eccessive, si raccomanda che i valori di l/d dati dall'espressione (7.16) siano moltiplicati per il rapporto $7/l_{eff}$ [l_{eff} in metri, vedere punto 5.3.2.2 (1)].

Per piastre senza nervature la cui luce maggiore eccede 8,5 m, caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di deformazioni eccessive, si raccomanda che i valori di l/d dati dall'espressione (7.16) siano moltiplicati per il rapporto $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} in metri).

Nota

I valori di K da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nel prospetto 7.4N. Lo stesso fornisce anche i valori ottenuti applicando l'espressione (7.16) a casi comuni ($C30$, $\sigma_s = 310$ MPa, diversi sistemi strutturali, rapporti di armatura $\rho = 0,5\%$ e $\rho = 1,5\%$).

prospetto 7.4N

Valori base dei rapporti luce/altezza utili per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,3	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8
Nota 1 I valori dati sono stati scelti in genere in via prudentiale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.			
Nota 2 Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore.			
Nota 3 I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di $\frac{1}{250}$ della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.			

I valori dati dall'espressione (7.16) e dal prospetto 7.4N sono stati ricavati dai risultati di uno studio parametrico su una serie di travi o piastre semplicemente appoggiate di sezione rettangolare, applicando il metodo generale fornito al punto 7.4.3. Sono state considerate diverse classi di resistenza del calcestruzzo e la tensione di snervamento caratteristica di 500 MPa. Per un dato quantitativo di armatura tesa è stato calcolato il momento resistente ultimo e si è assunto un carico quasi-permanente pari al 50% del corrispondente carico totale di progetto. I limiti del rapporto luce/altezza così ottenuti rispettano il limite dell'inflessione fornito al punto 7.4.1(5).

7.4.3

Verifica dell'inflessione mediante calcolo

- (1)P Se si ritiene necessario il calcolo, le inflessioni devono essere calcolate sotto condizioni di carico adeguate allo scopo della verifica.
- (2)P Il metodo di calcolo adottato deve rappresentare il comportamento reale della struttura sotto le azioni corrispondenti, con accuratezza adeguata agli obiettivi del calcolo.
- (3) Elementi che si ritengono non caricati oltre il livello che provoca il superamento della resistenza a trazione del calcestruzzo in qualsiasi punto, si raccomanda siano considerati non fessurati. Elementi che si presume si fessurino, ma non totalmente, si comporteranno in modo intermedio tra le condizioni di non fessurazione e completa fessurazione e, per gli elementi soggetti prevalentemente a flessione, una previsione adeguata del comportamento è data dall'espressione (7.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{\parallel} + (1 - \zeta) \alpha_{\perp} \quad (7.18)$$

dove:

α è il parametro di deformazione da considerare, che può essere per esempio una deformazione, una curvatura o una rotazione [semplificando, α può essere anche un'inflessione. Vedere (6) di seguito];

α_{\perp} , α_{\parallel} sono rispettivamente valori del parametro calcolati nelle ipotesi di sezione non fessurata e totalmente fessurata;

ζ è un coefficiente di distribuzione (che tiene conto del "tension-stiffening" nella sezione) dato dall'espressione (7.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (7.19)$$

$\zeta = 0$ per sezioni non fessurate;

β è un coefficiente che tiene conto dell'influenza della durata del carico o di carichi ripetuti sulla deformazione media:

= 1,0 per singola applicazione di carico di breve durata,

= 0,5 per carichi permanenti o per cicli di carico ripetuti molte volte;

σ_s è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata;

σ_{sr} è la tensione nell'acciaio teso calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto il carico che provoca la fessurazione.

Nota σ_{sr}/σ_s può essere sostituito da M_{cr}/M per la flessione oppure N_{cr}/N per tensione pura, essendo M_{cr} il momento di fessurazione ed N_{cr} la forza assiale di fessurazione.

- (4) Le deformazioni dovute a carichi possono essere determinate adottando la resistenza a trazione ed il modulo di elasticità efficace del calcestruzzo [vedere (5)].

Il prospetto 3.1 indica una serie di valori possibili per la resistenza a trazione. In generale, si ottiene una stima migliore del comportamento se è utilizzato f_{ctm} . Se si dimostra l'assenza di tensioni normali di trazione (per esempio quelle indotte da ritiro o da effetti termici) si può adottare la resistenza a trazione per flessione $f_{ctm,fl}$ (vedere punto 3.1.8).

- (5) Per carichi di durata tale da produrre effetti viscosi, la deformazione totale, comprensiva dell'effetto della viscosità, può essere calcolata utilizzando un modulo di elasticità efficace del calcestruzzo secondo l'espressione (7.20):

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (7.20)$$

dove:

$\varphi(\infty, t_0)$ è il coefficiente di viscosità corrispondente al carico e all'intervallo di tempo (vedere punto 3.1.4).

- (6) Le curvature indotte dal ritiro possono essere valutate con l'espressione (7.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I} \quad (7.21)$$

dove:

$1/r_{cs}$ è la curvatura dovuta al ritiro;

ε_{cs} è la deformazione di ritiro libero (vedere punto 3.1.4);

S è il momento statico dell'area di armatura rispetto al baricentro della sezione;

I è il momento d'inerzia della sezione;

α_e è il rapporto tra i moduli elastici:

$$\alpha_e = E_s / E_{c,eff}$$

Per definire la curvatura finale mediante l'espressione (7.18), si raccomanda che S e I siano calcolati sia per la condizione non fessurata, sia per la condizione totalmente fessurata.

- (7) Il metodo di calcolo delle inflessioni più rigoroso, utilizzando il metodo descritto in (3), consiste nel calcolare la curvatura in più sezioni lungo l'asse dell'elemento e successivamente l'inflessione mediante integrazione numerica. Nella maggioranza dei casi risulta generalmente accettabile calcolare l'inflessione una volta nell'ipotesi che l'intero elemento non sia fessurato, un'altra nell'ipotesi che lo stesso sia totalmente fessurato, effettuando un'interpolazione utilizzando poi l'espressione (7.18).

Nota Quando si adottano metodi semplificati di calcolo dell'inflessione, si raccomanda che questi si basino sulle proprietà contenute nella presente norma e convalidate da prove sperimentali.

SEZIONE 8

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER ARMATURA ORDINARIA E DI PRECOMPRESSIONE - GENERALITÀ

8.1

Generalità

(1)P Le prescrizioni di questa Sezione si applicano ad armature ad aderenza migliorata, reti e armature di precompressione soggette a carichi di tipo prevalentemente statico. Esse sono applicabili ad edifici normali e ponti. Possono essere insufficienti per:

- elementi soggetti a carichi dinamici indotti da azione sismica, macchine vibranti, urti, e
- elementi che inglobano barre appositamente verniciate o rivestite con resine epossidiche o zinco.

Per barre di grande diametro sono fornite prescrizioni aggiuntive.

(2)P Devono essere soddisfatti i requisiti riguardanti il copriferro minimo di calcestruzzo (vedere punto 4.4.1.2).

(3) Prescrizioni supplementari per calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri sono fornite nella Sezione 11.

(4) Prescrizioni per strutture soggette a carichi che inducono fatica sono fornite al punto 6.8.

8.2

Distanza tra le barre

(1)P La distanza tra le barre deve essere tale da consentire messa in opera e compattazione del calcestruzzo soddisfacenti per lo sviluppo di un'aderenza.

(2) Si raccomanda che la distanza libera (orizzontale e verticale) tra singole barre parallele o strati orizzontali di barre parallele non sia minore del massimo tra k_1 volte il diametro della barra, ($d_g + k_2$ mm) o 20 mm, essendo d_g la massima dimensione dell'aggregato.

Nota Il valore di k_1 e k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono 1 e 5 mm, rispettivamente.

(3) Quando le barre sono disposte in strati orizzontali separati, si raccomanda che le barre di ogni singolo strato siano poste verticalmente una sopra l'altra. Si raccomanda che ci sia spazio sufficiente tra gli allineamenti verticali risultanti per permettere il passaggio di vibrator e ottenere una buona compattezza del calcestruzzo.

(4) Barre sovrapposte possono essere a contatto lungo la lunghezza di sovrapposizione. Vedere punto 8.7 per maggiori dettagli.

8.3

Diametri ammissibili dei mandrini per barre piegate

(1)P Il diametro minimo di piegatura di una barra deve essere tale da evitare fessure nella barra dovute alla piegatura e rottura del calcestruzzo all'interno della piegatura.

(2) Allo scopo di evitare danni all'armatura, si raccomanda che il diametro con cui piegare la barra (diametro del mandrino) non sia minore di $\phi_{m,min}$.

Nota I valori $\phi_{m,min}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nel prospetto 8.1N.

prospetto 8.1N

Diametro minimo del mandrino per evitare danni all'armatura



a) per barre e fili

Diametro barra	Diametro minimo del mandrino per piegature, uncini, cappi (vedere figura 8.1),
$\phi \leq 16$ mm	4ϕ
$\phi > 16$ mm	7ϕ

prospetto 8.1N

Diametro minimo del mandrino per evitare danni all'armatura (Continua)

b) per barre piegate saldate e reti piegate dopo saldatura

Diametro minimo del mandrino	
	
5ϕ	$d \geq 3\phi : 5\phi$ $d < 3\phi$ o saldatura interna alla piegatura: 20ϕ
Nota Il diametro del mandrino per saldatura interna alla piegatura può essere ridotto a 5ϕ se la saldatura è eseguita in conformità all'appendice B della EN ISO 17660.	

(3) Non è necessario controllare il diametro del mandrino per evitare la rottura del calcestruzzo se sussistono le condizioni seguenti:

- l'ancoraggio della barra non richiede una lunghezza maggiore di $5f$ oltre l'estremità della piegatura;
- la barra non è disposta in corrispondenza del bordo (piano di piegatura vicino alla faccia di calcestruzzo) ed è presente una barra trasversale di diametro \geq all'interno della piegatura;
- il diametro del mandrino è almeno pari ai valori consigliati riportati nel prospetto 8.1N.

Diversamente si raccomanda di aumentare il diametro del mandrino, $\phi_{m,min}$, in conformità all'espressione (8.1):

$$\phi_{m,min} \geq F_{bt} ((1/a_b) + 1/(2\phi)) / f_{cd} \quad (8.1)$$

dove:

F_{bt} è la forza di trazione allo stato limite ultimo applicata a una singola barra o ad un gruppo di barre in contatto tra loro all'inizio della piegatura;

a_b per una data barra (o un gruppo di barre a contatto) è metà della distanza tra i baricentri delle barre (o gruppi di barre) perpendicolari al piano di piegatura. Si raccomanda che per una singola barra o un gruppo di barre adiacenti alla faccia dell'elemento, a_b sia assunto pari al copriferro più $\phi/2$.

Si raccomanda di assumere il valore di f_{cd} non maggiore di quello relativo alla classe di calcestruzzo C55/67.

8.4 Ancoraggio dell'armatura longitudinale

8.4.1 Generalità

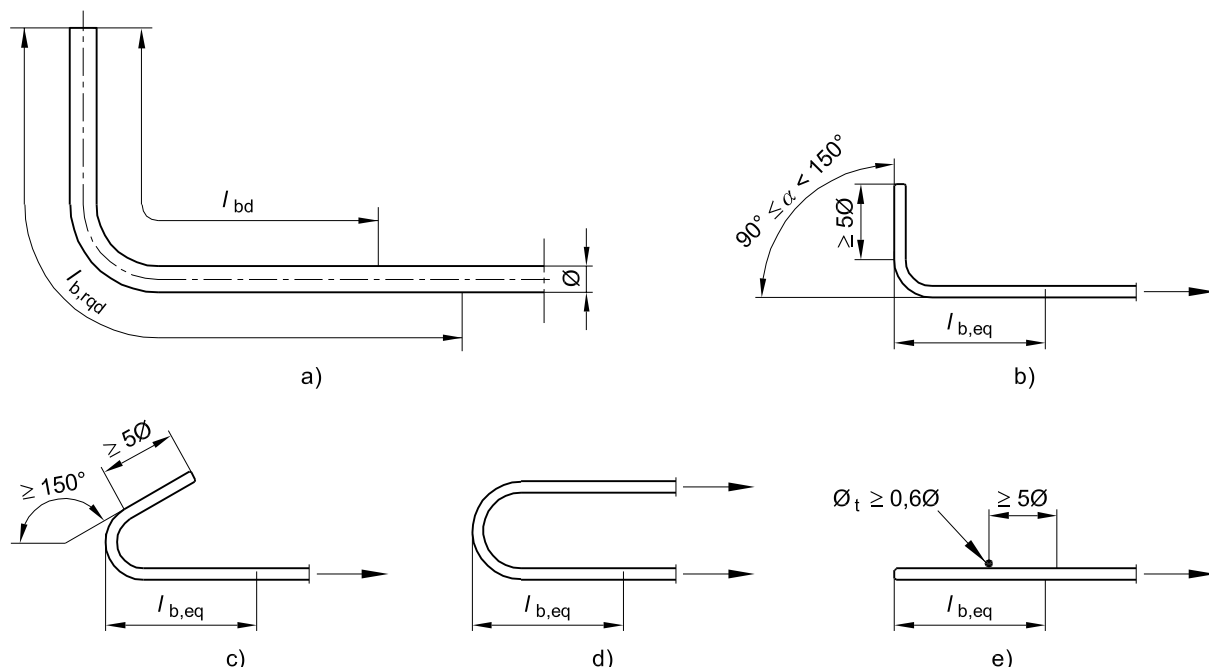
- (1)P Barre, fili o reti elettrosaldate devono essere ancorati in modo tale da consentire la trasmissione sicura delle forze di aderenza al calcestruzzo per evitare la fessurazione longitudinale e il distacco del calcestruzzo. Se necessario, devono essere utilizzate armature trasversali.
- (2) Metodi di ancoraggio sono illustrati nella figura 8.1 [vedere anche il punto 8.8 (3)].

figura 8.1

Metodi di ancoraggio diversi dalla barra dritta

Legenda

- Lunghezza di ancoraggio di base in trazione, l_{bd} , per qualsiasi forma misurata lungo l'asse
- Lunghezza di ancoraggio equivalente per piegatura normalizzata
- Lunghezza di ancoraggio equivalente per uncino normalizzato
- Lunghezza di ancoraggio equivalente per forcella normalizzata
- Lunghezza di ancoraggio equivalente per barra trasversale saldata



- Piegature e uncini non danno contributo ad ancoraggi in compressione.
- Si raccomanda di prevenire la rottura del calcestruzzo all'interno delle piegature rispettando il punto 8.3 (3).
- Dove si utilizzino dispositivi meccanici di ancoraggio, si raccomanda che i requisiti di prova siano in conformità alle norme di prodotto corrispondenti o ad un Benestare Tecnico Europeo.
- Per la trasmissione di forze di precompressione al calcestruzzo vedere punto 8.10.

8.4.2

Tensione ultima di aderenza

- P La tensione ultima di aderenza deve essere sufficiente per prevenire la perdita dell'aderenza.
- Il valore di progetto della tensione di aderenza ultima, f_{bd} , per barre nervate può essere assunta pari a:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (8.2)$$

dove:

f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo secondo il punto 3.1.6 (2)P. A causa della crescente fragilità dei calcestruzzi di resistenza più elevata, si raccomanda che il valore di $f_{ctk,0,05}$ sia limitato, in questo caso, al valore relativo alla classe C60/75, a meno che non si possa verificare che la resistenza media di aderenza ecceda tale limite;

η_1 è un coefficiente legato alla qualità della condizione di aderenza e alla posizione della barra durante il getto (vedere figura 8.2):

$\eta_1 = 1,0$ in condizione di "buona" aderenza, e

$\eta_1 = 0,7$ in tutti gli altri casi e per barre in elementi strutturali realizzati con casseforme scorrevoli, a meno che non si possa dimostrare che esistono "buone" condizioni di aderenza;

η_2 è riferito al diametro della barra:

$\eta_2 = 1,0$ per $\phi \leq 32$ mm,

$\eta_2 = (132 - \phi)/100$ per $\phi > 32$ mm.

figura 8.2

Descrizione delle condizioni di aderenza

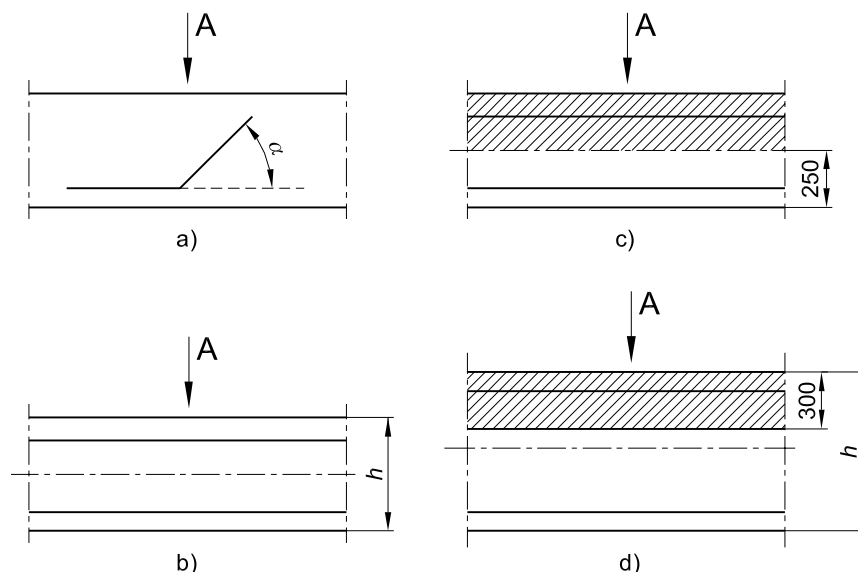
Legenda

A Direzione del getto

a) e b) condizioni di "buona" aderenza per tutte le barre

c) e d) zona non tratteggiata - condizioni di "buona" aderenza

zona tratteggiata - condizioni di aderenza "mediocre"



8.4.3

Lunghezza di ancoraggio di base

(1) P Il calcolo della lunghezza di ancoraggio necessaria deve tener conto del tipo di acciaio e delle proprietà di aderenza delle barre.

(2) La lunghezza di ancoraggio necessaria di base, $l_{b,rqd}$, per ancorare la forza $A_s \sigma_{sd}$ applicata a una barra nell'ipotesi di tensione di aderenza uniforme pari a f_{bd} risulta:

$$l_{b,rqd} = (\phi / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (8.3)$$

essendo σ_{sd} la tensione di progetto in corrispondenza del punto da cui si misura l'ancoraggio.

Valori di f_{bd} sono riportati nel punto 8.4.2.

(3) La lunghezza di ancoraggio di base richiesta, $l_{b,rqd}$, e la lunghezza di progetto, l_{bd} , di barre piegate si raccomanda siano misurate lungo l'asse della barra (vedere figura 8.1a).

(4) Se coppie di fili/barre formano reti elettrosaldate, si raccomanda che il diametro, ϕ , nell'espressione (8.3) sia sostituito con il diametro equivalente $\phi_n = \phi \sqrt{2}$.

8.4.4

Lunghezza di ancoraggio di progetto

(1) La lunghezza di ancoraggio di progetto, l_{bd} , risulta:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (8.4)$$

essendo α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 i coefficienti dati nel prospetto 8.2:

α_1 tiene conto dell'effetto della forma delle barre posto che il copriferro sia adeguato (vedere figura 8.1);

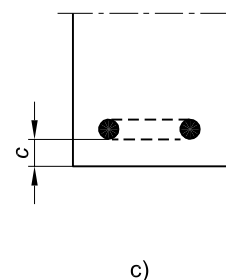
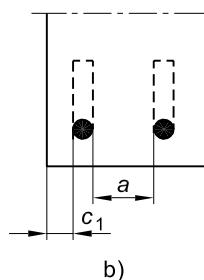
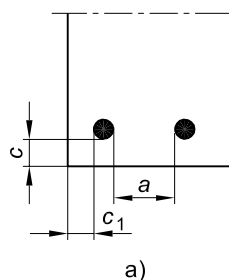
α_2 tiene conto dell'effetto del ricoprimento minimo di calcestruzzo (vedere figura 8.3);

figura 8.3

Valori di c_d per travi e piastre

Legenda

- a) Barre diritte
 $c_d = \min(a/2, c_1, c)$
- b) Barre piegate o uncini
 $c_d = \min(a/2, c_1)$
- c) Forcelle
 $c_d = c$



α_3 tiene conto dell'effetto del confinamento dovuto ad armatura trasversale;

α_4 tiene conto dell'influenza di una o più barre trasversali saldate ($\phi_t > 0,6\phi$) lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} (vedere anche il punto 8.6);

α_5 tiene conto dell'effetto della pressione trasversale al piano di spacco lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto.

Il prodotto $(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7$: (8.5)

$l_{b,rqd}$ è ottenuto dall'espressione (8.3);

$l_{b,min}$ è la lunghezza di ancoraggio minima se non sussistono altre limitazioni:

- per ancoraggi in trazione: $l_{b,min} \geq \max\{0,3/l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$; (8.6)

- per ancoraggi in compressione: $l_{b,min} \geq \max\{0,6/l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$. (8.7)

(2) Per semplicità, in alternativa al punto 8.4.4 (1), l'ancoraggio in trazione di talune forme mostrate in figura 8.1 può essere considerato come lunghezza di ancoraggio equivalente, $l_{b,eq}$. $l_{b,eq}$ è definito nella stessa figura e può essere assunto pari a:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ per forme illustrate nelle figure da 8.1b a 8.1d (per i valori di α_1 vedere il prospetto 8.2);
- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ per forme illustrate nella figura 8.1e (per i valori di α_4 vedere il prospetto 8.2);

dove:

α_1 e α_4 sono definiti in (1);

$l_{b,rqd}$ è calcolato con l'espressione (8.3).

prospetto 8.2 Valori dei coefficienti α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5

Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Diritto	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Diverso da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Diritto	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - \phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Diversa da diritto [vedere figura 8.1 (b), (c) e (d)]	$\alpha_2 = 1 - 0,15 (c_d - 3\phi)/\phi$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (vedere figura 8.3 per i valori di c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata*)	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni come specificato in figura 8.1 (e)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0,04\rho$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	-

dove:

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s;$$

ΣA_{st} area della sezione retta dell'armatura trasversale lungo la lunghezza di ancoraggio di progetto l_{bd} ;

$\Sigma A_{st,min}$ area della sezione retta dell'armatura trasversale minima; = $0,25 A_s$ travi e 0 per piastre;

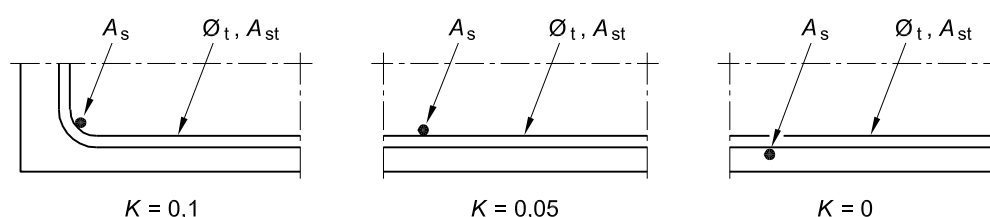
A_s area di una singola barra ancorata di diametro massimo;

K valori riportati in figura 8.4;

ρ pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo l_{bd} .

*) Vedere anche il punto 8.6: Per appoggi diretti l_{bd} può essere assunto minore di $l_{b,min}$ a condizione che sia presente almeno un filo trasversale saldato all'interno della zona di appoggio. Si raccomanda che questo sia distante almeno 15 mm dalla faccia dell'appoggio.

figura 8.4 Valori di K per travi e piastre



8.5 Ancoraggi di staffe e di armature per il taglio

- (1) Si raccomanda di effettuare, generalmente, l'ancoraggio di staffe e di armature per il taglio utilizzando piegature e uncini o armature trasversali saldate. Si raccomanda che una barra sia comunque messa all'interno dell'uncino o della piegatura.
- (2) Si raccomanda che l'ancoraggio rispetti la figura 8.5. Si raccomanda che la saldatura sia eseguita in conformità alla EN ISO 17660 ed abbia una capacità di ancoraggio in conformità al punto 8.6 (2).

Nota Per definire gli angoli di piegatura vedere figura 8.1.

figura 8.5

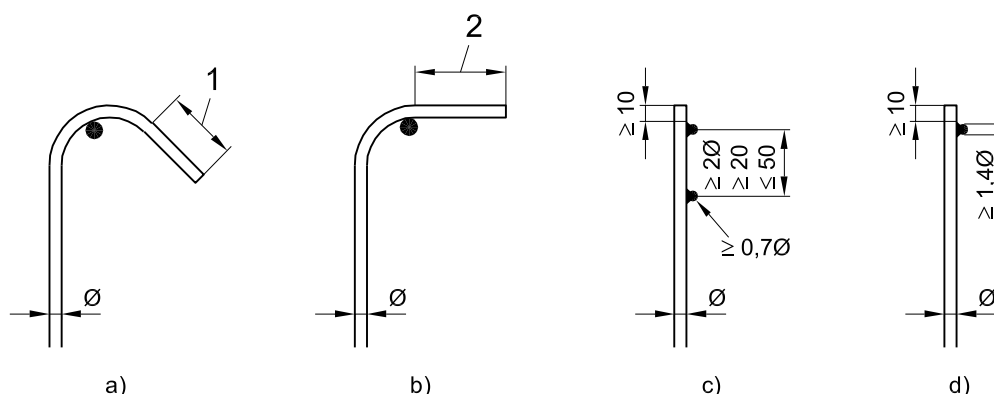
Ancoraggio di staffe

Legenda

1 5ϕ , ma ≥ 50 mm

2 10ϕ , ma ≥ 70 mm

Dimensioni in millimetri



Nota: Si raccomanda che per i casi c) e d) il ricoprimento sia non minore di 3ϕ o 50 mm.

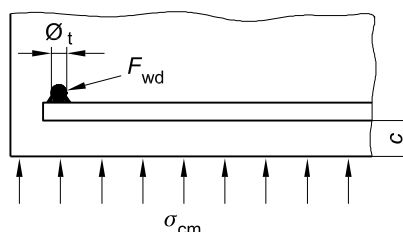
8.6

Ancoraggio mediante barre saldate

- (1) Altra modalità di ancoraggio, oltre a quelle dei punti 8.4 e 8.5, si può ottenere mediante barre trasversali saldate (vedere figura 8.6) che fanno pressione sul calcestruzzo. Si raccomanda di dimostrare che la qualità delle giunzioni saldate sia adeguata.

figura 8.6

Ancoraggio mediante barra trasversale saldata



- (2) Si indica con F_{btd} la capacità di ancoraggio di una barra trasversale saldata (diametro 14 mm - 32 mm), con saldatura realizzata sul lato interno della barra principale. Pertanto, nell'espressione (8.3) σ_{sd} può essere ridotto al valore F_{btd}/A_s , essendo A_s l'area della barra.

Nota Il valore di F_{btd} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è determinato da:

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td} \text{ ma non maggiore di } F_{wd} \quad (8.8N)$$

dove:

F_{wd} è la resistenza a taglio di progetto della saldatura (fissata pari ad un fattore per $A_s f_{yd}$; per esempio $0,5 A_s f_{yd}$ dove A_s è sezione trasversale della barra ancorata ed f_{yd} è la sua tensione di snervamento di progetto);

l_{td} è la lunghezza di progetto della barra trasversale: $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;

l_t è la lunghezza della barra trasversale, ma non maggiore della spaziatura delle barre da ancorare;

ϕ_t è il diametro della barra trasversale;

σ_{td} è la tensione del calcestruzzo; $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/\gamma \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} è la tensione di compressione nel calcestruzzo diretta perpendicolarmente ad entrambe le barre (valore medio, segno positivo per la compressione);

γ è una funzione: $\gamma = 0,015 + 0,14 e^{(-0,18x)}$;

x è una funzione che tiene conto della geometria: $x = 2 (c/\sigma_t) + 1$;

c è il ricoprimento di calcestruzzo misurato perpendicolarmente ad entrambe le barre.

- (3) Se due barre di diametro uguale sono saldate sui lati opposti della barra da ancorare, la capacità data dal punto [8.6 (2)] può essere raddoppiata a condizione che il ricoprimento della barra più esterna sia in conformità alla Sezione 4.
- (4) Se sullo stesso lato si saldano due barre con una spaziatura minima di 3ϕ , si raccomanda di moltiplicare la capacità per un fattore pari a 1,41.
- (5) Nel caso di barre di diametro nominale 12 mm o minore, la capacità di ancoraggio di una barra trasversale saldata dipende principalmente dalla resistenza di progetto della giunzione saldata. Essa può essere calcolata come segue:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_l \quad (8.9)$$

dove:

F_{wd} resistenza a taglio di progetto della saldatura {vedere l'espressione [8.6 (2)]};

ϕ_t diametro nominale della barra trasversale: $\phi_t \leq 12$ mm;

ϕ_l diametro nominale della barra da ancorare: $\phi_l \leq 12$ mm.

Se si utilizzano due barre trasversali saldate con spaziatura minima pari a ϕ_t , si raccomanda che la capacità di ancoraggio data dall'espressione (8.9) sia moltiplicata per un fattore pari a 1,41.

8.7 Sovrapposizioni e dispositivi meccanici di giunzione

8.7.1 Generalità

- (1)P Si trasmettono forze da una barra ad un'altra mediante:
 - sovrapposizione di barre, con o senza pieghe o uncini;
 - saldatura;
 - dispositivi meccanici che assicurano il trasferimento delle forze nei casi di trazione-compressione o sola compressione.

8.7.2 Sovrapposizioni

- (1)P I dettagli costruttivi delle sovrapposizioni tra barre devono essere tali da:
 - assicurare la trasmissione delle forze da una barra alla successiva;
 - evitare il distacco del calcestruzzo in vicinanza delle giunzioni;
 - evitare la formazione di fessure ampie che pregiudicano la funzionalità della struttura.
- (2) Si raccomanda che le sovrapposizioni:
 - tra barre siano sfalsate e non poste in zone di elevati momenti o forze (per esempio, le zone di formazione delle cerniere plastiche). Eccezioni sono date nel successivo punto (4);
 - in ogni singola sezione siano disposte simmetricamente.
- (3) Si raccomanda che la disposizione delle barre sovrapposte rispetti la figura 8.7:
 - si raccomanda che la distanza trasversale netta tra due barre accoppiate sovrapposte non sia maggiore di 4ϕ o 50 mm, altrimenti la lunghezza di sovrapposizione si raccomanda sia aumentata di una quantità pari a quanto lo spazio libero maggiore di 4ϕ o 50 mm;
 - si raccomanda che la distanza longitudinale tra due sovrapposizioni adiacenti non sia minore di 0,3 volte la lunghezza di sovrapposizione, l_o ;

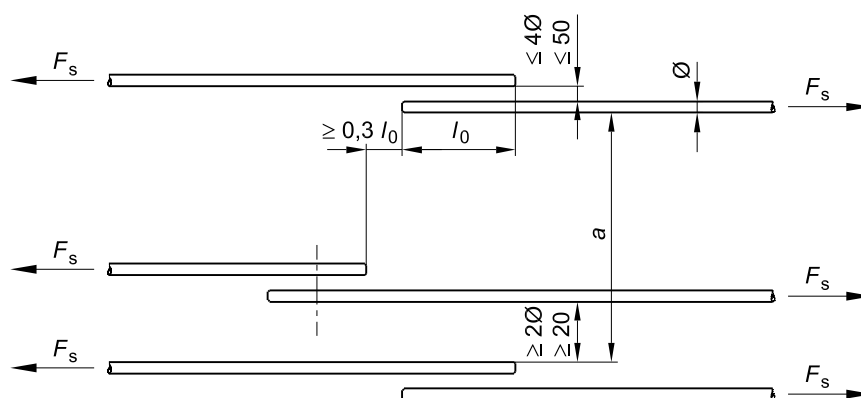
- in caso di sovrapposizioni adiacenti, si raccomanda che la distanza netta tra le barre adiacenti non sia minore di 2ϕ o 20 mm.
- (4) Quando la disposizione delle barre rispetta il precedente punto (3), se le barre sono su uno stesso strato, la percentuale ammissibile di barre sovrapposte in trazione può essere del 100%. Si raccomanda che nelle zone con barre su più strati tale percentuale sia ridotta al 50%.

Tutte le barre in compressione e le armature secondarie (di distribuzione) possono essere sovrapposte in una singola sezione.

figura 8.7

Sovrapposizioni adiacenti

Dimensioni in millimetri



8.7.3

Lunghezza di sovrapposizione

- (1) La lunghezza di sovrapposizione è:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (8.10)$$

dove:

$l_{b,rqd}$ è calcolato con l'espressione (8.3);

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}. \quad (8.11)$$

I valori di α_1 , α_2 , α_3 e α_5 possono essere ricavati dal prospetto 8.2; tuttavia, per il calcolo di α_3 , si raccomanda che $\Sigma A_{st,min}$ sia assunta pari a $1,0 A_s (\sigma_{sd}/f_{yd})$, con A_s = area della singola barra sovrapposta.

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$ ma non maggiore di 1,5, né minore di 1,0, essendo ρ_1 la percentuale di armatura sovrapposta entro la lunghezza $0,65 l_0$ valutata a partire dal centro della lunghezza di sovrapposizione considerata (vedere figura 8.8). I valori di α_6 sono dati nel prospetto 8.3.

prospetto 8.3 Valori del coefficiente α_6

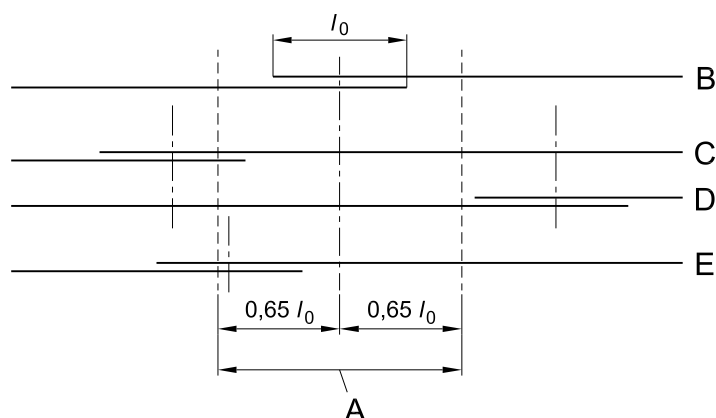
Percentuale di barre sovrapposte rispetto all'area totale trasversale	<25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5

Nota I valori intermedi possono essere determinati per interpolazione.

figura 8.8 Percentuale di barre sovrapposte nella singola sezione di sovrapposizione

Legenda

- A Sezione considerata
- B Barra I
- C Barra II
- D Barra III
- E Barra IV



Esempio:

Le barre II e III sono all'esterno della sezione presa in esame: % = 50 e $\alpha_6 = 1,4$.

8.7.4

Armatura trasversale nella zona di sovrapposizione

8.7.4.1

Armatura trasversale per barre in trazione

- (1) È richiesta un'armatura trasversale nella zona di sovrapposizione per resistere alle forze di trazione trasversali.
 - (2) Se il diametro, ϕ , delle barre sovrapposte è minore di 20 mm, oppure la percentuale di barre sovrapposte in una sezione generica è minore del 25%, allora le armature trasversali o le staffe disposte per qualsiasi altra ragione sono da considerarsi sufficienti per le forze di trazione trasversali senza ulteriori giustificazioni.
 - (3) Se il diametro, ϕ , delle barre sovrapposte è maggiore o uguale a 20 mm, si raccomanda che l'armatura trasversale abbia area totale, ΣA_{st} (somma di tutti i bracci paralleli allo strato delle barre giuntate) non minore dell'area A_s di una barra giuntata ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Si raccomanda che la barra trasversale sia posta perpendicolarmente alla direzione dell'armatura sovrapposta e tra questa e la superficie esterna del calcestruzzo.
- Se in un singolo punto più del 50% dell'armatura è sovrapposta e la distanza, a , tra sovrapposizioni adiacenti in una sezione è $\leq 10\phi$ (vedere figura 8.7), si raccomanda che l'armatura trasversale sia costituita da staffe o barre a U ancorate all'interno della sezione.
- (4) Si raccomanda che l'armatura trasversale disposta secondo il precedente punto (3) sia posizionata nelle sezioni più esterne della sovrapposizione come illustrato nella figura 8.9(a).

8.7.4.2

Armatura trasversale per barre permanentemente in compressione

- (1) In aggiunta alle prescrizioni relative a barre in trazione, si raccomanda di disporre una barra di armatura trasversale all'esterno di ogni lato del tratto di sovrapposizione e ad una distanza minore di 4ϕ dall'estremità della tratto di sovrapposizione (figura 8.9b).

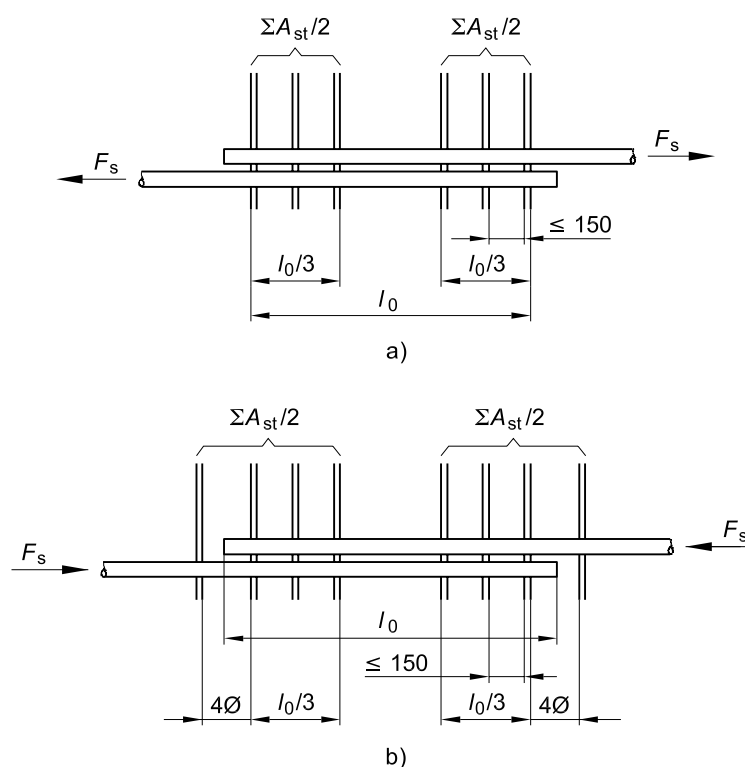
figura 8.9

Armatura trasversale in giunzioni per sovrapposizione

Legenda

- a) Barre in trazione
b) Barre in compressione

Dimensioni in millimetri



8.7.5

Sovrapposizioni di reti elettrosaldate di fili ad adherenza migliorata

8.7.5.1

Sovrapposizioni delle armature principali

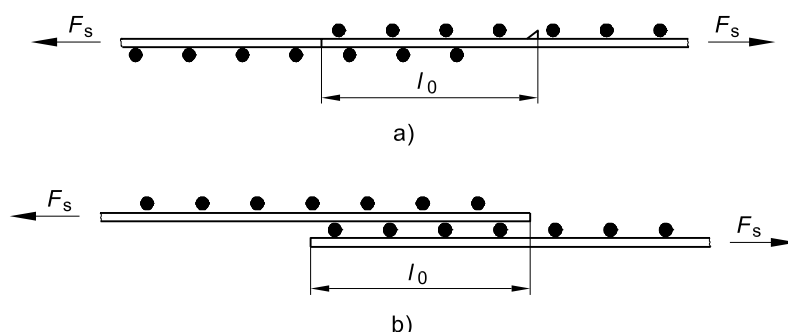
- (1) Sovrapposizioni possono essere realizzate sia per interposizione delle reti, sia per sovrapposizione degli strati di rete (figura 8.10).

figura 8.10

Sovrapposizione di reti elettrosaldate

Legenda

- a) Reti interposte (sezione longitudinale)
- b) Reti sovrapposte (sezione longitudinale)



- (2) Se si verificano fenomeni di fatica, si raccomanda di adottare l'interposizione.
- (3) Per reti interposte, si raccomanda che le disposizioni per la sovrapposizione delle barre longitudinali principali siano conformi al punto 8.7.2. Si raccomanda che qualsiasi effetto favorevole delle barre trasversali sia ignorato: pertanto si assume $\alpha_3 = 1,0$.
- (4) Per reti sovrapposte in strati, si raccomanda che le sovrapposizioni delle armature principali siano situate in zone in cui la tensione nell'armatura allo stato limite ultimo non è maggiore dell'80% della resistenza di progetto.
- (5) Dove la precedente condizione (4) non è soddisfatta, si raccomanda di riferire l'altezza utile dell'acciaio necessaria per il calcolo del momento resistente in conformità al punto 6.1 allo strato più lontano dalla faccia tesa. In aggiunta, nell'eseguire la verifica a fessurazione in prossimità dell'estremità della sovrapposizione, la tensione dell'acciaio utilizzata nei prospetti 7.2 e 7.3 si raccomanda sia aumentata del 25% a causa della discontinuità in corrispondenza delle estremità della sovrapposizione.
- (6) Si raccomanda che la percentuale di armature principali che possono essere giuntate per sovrapposizione in una sezione generica rispetti quanto segue:
Per reti interposte si applicano i valori dati nel prospetto 8.3.
Per reti sovrapposte in strati, la percentuale ammissibile di armatura principale che può sovrapporsi nella generica sezione dipende dall'area specifica della sezione della rete elettrosaldata disposta $(A_s/s)_{prov}$, essendo s la spaziatura dei fili:
 - 100% se $(A_s/s)_{prov} \leq 1\,200\text{ mm}^2/\text{m}$;
 - 60% se $(A_s/s)_{prov} > 1\,200\text{ mm}^2/\text{m}$.
 Si raccomanda che le giunzioni di strati multipli siano sfalsate di $1,3/l_0$ (l_0 è determinato nel punto 8.7.3).
- (7) Nella zona di sovrapposizione non è necessaria armatura trasversale aggiuntiva.

8.7.5.2

Sovrapposizioni di armatura secondaria o di distribuzione

- (1) Tutte le armature trasversali secondarie possono essere giuntate per sovrapposizione nella stessa posizione.
I valori minimi della lunghezza di sovrapposizione l_0 sono dati nel prospetto 8.4; si raccomanda che la lunghezza di sovrapposizione di due barre secondarie si estenda a due barre principali.

prospetto 8.4

Lunghezze di sovrapposizione richieste per fili secondari di reti

Diametri dei fili secondari (mm)	Lunghezze di sovrapposizione
$\phi \leq 6$	≥ 150 mm; almeno 1 passo del filo entro la lunghezza di sovrapposizione
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 mm; almeno 2 passi del filo
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 mm; almeno 2 passi del filo

8.8

Prescrizioni aggiuntive per barre di grande diametro

- (1) Per barre di diametro maggiore di ϕ_{large} le seguenti prescrizioni si aggiungono a quelle date nei punti 8.4 e 8.7.

Nota Il valore di ϕ_{large} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 32 mm.

- (2) Quando si impiegano barre di grande diametro, si può controllare la fessurazione o disponendo armature di pelle (vedere punto 9.2.4) o mediante calcolo (vedere punto 7.3.4).
- (3) Con l'impiego di barre di grande diametro le forze di spacco sono più elevate e le azioni indotte per effetto spinotto sono maggiori. Si raccomanda di ancorare tali barre con dispositivi meccanici. In alternativa possono ancorarsi come barre dritte, ma si raccomanda di disporre staffe come armatura di confinamento.
- (4) Generalmente si raccomanda che barre di grande diametro non siano sovrapposte. Le eccezioni riguardano sezioni con dimensione minima 1,0 m o casi in cui la tensione dell'armatura non è maggiore dell'80% della resistenza ultima di progetto.
- (5) Si raccomanda di disporre armature trasversali, aggiuntive a quelle del taglio, nelle zone di ancoraggio se non è presente compressione trasversale.
- (6) Per ancoraggi diritti (vedere figura 8.11 per la simbologia utilizzata) si raccomanda che l'armatura trasversale addizionale citata nel precedente punto (5), sia non minore di quanto segue:

- nella direzione parallela a quella della faccia tesa:

$$A_{\text{sh}} = 0,25 A_s n_1 \quad (8.12)$$

- nella direzione perpendicolare a quella della faccia tesa:

$$A_{\text{sv}} = 0,25 A_s n_2 \quad (8.13)$$

dove:

A_s è l'area della sezione di una barra ancorata;

n_1 è il numero di strati con barre ancorate nello stesso punto nell'elemento;

n_2 è il numero di barre ancorate in ciascuno strato.

- (7) Si raccomanda che l'armatura trasversale addizionale sia uniformemente distribuita nella zona di ancoraggio e la spaziatura non sia maggiore di 5 volte il diametro dell'armatura longitudinale.

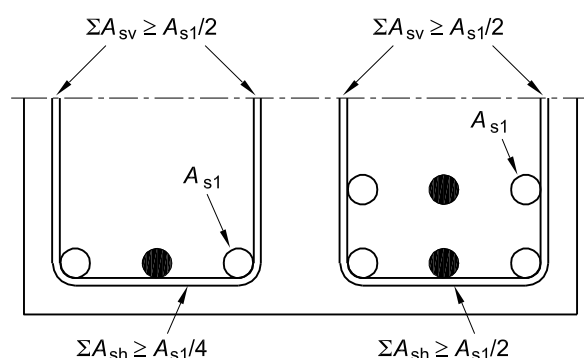
figura 8.11

Armatura aggiuntiva in zona di ancoraggio per barre longitudinali di grande diametro in assenza di compressione trasversale

Legenda

Barra ancorata

Barra continua (non interrotta)



Esempio:

Nel caso di sinistra $n_1 = 1$, $n_2 = 2$ e nel caso di destra $n_1 = 2$, $n_2 = 2$.

- (8) Per le armature di pelle si applicano le prescrizioni di cui nel punto 9.2.4, ma si raccomanda che la loro area non sia minore di $0,01 A_{ct,ext}$ nella direzione perpendicolare alle barre di grande diametro, e di $0,02 A_{ct,ext}$ nella direzione parallela a tali barre.

8.9

Barre in gruppi

8.9.1

Generalità

- (1) Se non altrimenti specificato, le prescrizioni per barre isolate si applicano anche a gruppi di barre. In un gruppo si raccomanda che tutte le barre siano delle stesse caratteristiche (tipo e classe). Barre di diametro diverso possono essere disposte in gruppo a condizione che il rapporto dei diametri non sia maggiore di 1,7.
- (2) Nel progetto il gruppo è sostituito da una barra ideale che ha la stessa area e lo stesso baricentro del gruppo di barre. Il diametro equivalente, ϕ_n , di questa barra ideale è tale per cui:

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.14)$$

dove:

n_b è il numero di barre del gruppo, con le seguenti limitazioni:

$n_b \leq 4$ per barre verticali compresse e per barre in una giunzione per sovrapposizione,

$n_b \leq 3$ in tutti gli altri casi.

- (3) Per un gruppo di barre si applicano le prescrizioni date nel punto 8.2 per la spaziatura delle barre. Si raccomanda di adottare il diametro equivalente, ϕ_n , ma la distanza netta tra gruppi di barre si raccomanda sia misurata dal contorno esterno reale del gruppo di barre. Si raccomanda che il ricoprimento di calcestruzzo sia misurato dal contorno esterno reale del gruppo e non sia minore di ϕ_n .
- (4) Se due barre si dispongono una sull'altra e si è in zone in condizioni di buona aderenza, tali barre non devono essere necessariamente considerate come un gruppo.

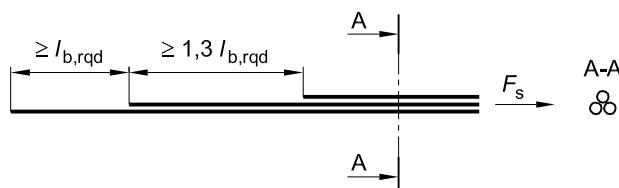
8.9.2

Ancoraggio di gruppi di barre

- (1) I gruppi di barre in trazione possono essere interrotti in corrispondenza di appoggi di estremità ed intermedi. Gruppi di barre con diametro equivalente < 32 mm possono essere interrotti vicino a un appoggio senza ricorrere allo sfalsamento delle barre. Si raccomanda che gruppi di barre con diametro equivalente ≥ 32 mm ancorate in prossimità di un appoggio siano sfalsate in direzione longitudinale come illustrato nella figura 8.12.
- (2) Se le singole barre sono ancorate con sfalsamento maggiore di $1,3 l_{b,rqd}$ (dove $l_{b,rqd}$ è riferito al diametro della barra), si può adottare il diametro della barra per valutare l_{bd} (vedere figura 8.12). Altrimenti, si raccomanda di adottare il diametro equivalente del gruppo, ϕ_n .

figura 8.12

Ancoraggio di barre molto sfalsate in un gruppo



- (3) Per ancoraggi in compressione non si richiede lo sfalsamento dei gruppi di barre. Per gruppi con un diametro equivalente ≥ 32 mm si raccomanda di disporre alle estremità del gruppo almeno quattro staffe di diametro ≥ 12 mm. Si raccomanda che un'ulteriore staffa sia disposta subito oltre l'estremità della barra interrotta.

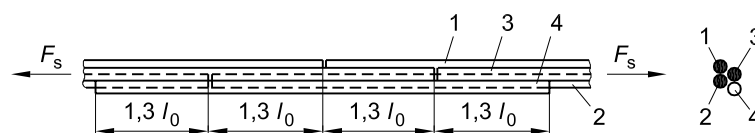
8.9.3

Sovrapposizione di gruppi di barre

- (1) Si raccomanda che la lunghezza di sovrapposizione sia calcolata in conformità al punto 8.7.3 adottando ϕ_n [dal punto 8.9.1 (2)] come diametro equivalente della barra.
- (2) Per gruppi di due barre di diametro equivalente < 32 mm le barre possono essere sovrapposte senza sfalsamento delle singole barre. In questo caso per calcolare l_0 si raccomanda di adottare il diametro equivalente della barra.
- (3) Per gruppi di due barre di diametro equivalente ≥ 32 mm o gruppi di tre barre, si raccomanda che le singole barre siano sfalsate in direzione longitudinale di almeno $1,3 l_0$ come illustrato in figura 8.13, essendo l_0 riferito alla barra singola. In questo caso la barra indicata con il numero 4 è impiegata per la sovrapposizione. Si raccomanda di porre attenzione per garantire che non siano presenti più di quattro barre in ciascuna sezione trasversale di sovrapposizione. Si raccomanda di non sovrapporre gruppi con più di tre barre.

figura 8.13

Giunzione per sovrapposizione in trazione con inclusa una quarta barra



8.10 Armature di precompressione

8.10.1 Disposizione delle armature di precompressione e delle guaine

8.10.1.1 Generalità

- (1)P La distanza tra le guaine o le armature pre-tese deve essere tale da garantire che il getto e la compattazione del calcestruzzo possano avvenire con facilità e che si possa ottenere buona aderenza tra il calcestruzzo e le armature di precompressione.

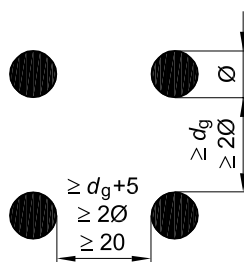
8.10.1.2 Armature di precompressione pre-tese

- (1) Si raccomanda che la minima distanza libera verticale e orizzontale tra le singole armature pre-tese sia in conformità a quella illustrata in figura 8.14. Si possono adottare altri schemi a condizione che i risultati sperimentali mostrino un comportamento ultimo soddisfacente nei confronti:
- del calcestruzzo in compressione nella zona di ancoraggio;
 - del distacco di calcestruzzo;
 - dell'ancoraggio delle armature di precompressione pre-tese;
 - del getto del calcestruzzo tra le armature di precompressione.

Si raccomanda anche di fornire indicazioni sulla durabilità e sul pericolo di corrosione dell'armatura di precompressione alle estremità degli elementi.

figura 8.14

Minima distanza libera fra armature di precompressione pre-tese



Nota ϕ è il diametro dell'armatura di precompressione pre-tesa e d_g la massima dimensione dell'aggregato.

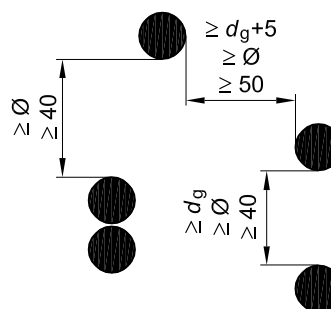
- (2) Si raccomanda che il raggruppamento di armature di precompressione non si verifichi nelle zone di ancoraggio, a meno che il getto e la compattazione del calcestruzzo non possano eseguirsi in modo soddisfacente e non si possa ottenere un'aderenza sufficiente tra calcestruzzo e armature di precompressione.

8.10.1.3 Guaine per post-tensione

- (1)P Le guaine delle armature di precompressione post-tese devono essere sistemate e costruite in modo tale che:
- il calcestruzzo possa essere gettato in modo sicuro senza danneggiare le guaine;
 - il calcestruzzo possa sopportare le forze trasmesse dalle guaine nelle zone curve durante e dopo la messa in tensione;
 - la malta non possa infiltrarsi all'interno di altre guaine durante la fase di iniezione.
- (2) Generalmente, si raccomanda che per elementi post-tesi le guaine non siano a contatto ad eccezione del caso di coppie di guaine disposte verticalmente una sull'altra.
- (3) Si raccomanda che la minima spaziatura netta tra le guaine sia in conformità a quella illustrata nella figura 8.15.

figura 8.15

Minima distanza libera tra guaine



Nota ϕ è il diametro dell'armatura di precompressione post-tesa e d_g la massima dimensione dell'aggregato.

8.10.2

Ancoraggio di armature di precompressione pre-tese

8.10.2.1

Generalità

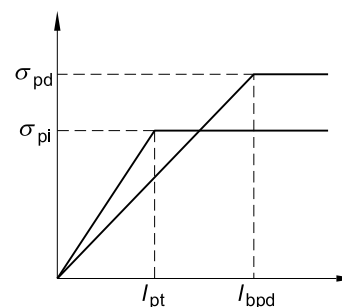
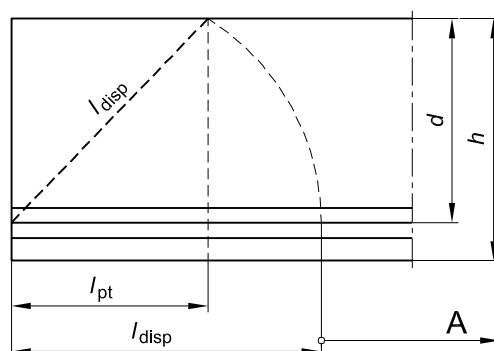
- (1) Nelle zone di ancoraggio di armature di precompressione pre-tese, si raccomanda di considerare i seguenti parametri di lunghezza, vedere figura 8.16:
 - a) Lunghezza di trasmissione, l_{pt} , necessaria per trasferire completamente al calcestruzzo la forza di precompressione (P_0); vedere punto 8.10.2.2 (2),
 - b) Lunghezza di diffusione, l_{disp} necessaria affinché le tensioni si diffondano gradualmente nel calcestruzzo fino a dar luogo a una distribuzione lineare sulla sezione; vedere punto 8.10.2.2 (4),
 - c) Lunghezza di ancoraggio, l_{bpd} , necessaria per ancorare completamente al calcestruzzo la forza F_{pd} dell'armatura di precompressione allo stato limite ultimo; vedere punti 8.10.2.3 (4) e (5).

figura 8.16

Trasferimento della precompressione in elementi pre-tesi; parametri di lunghezza

Legenda

A Distribuzione lineare delle tensioni nella sezione dell'elemento



8.10.2.2

Trasferimento della precompressione

- (1) Al rilascio delle armature di precompressione, si può ritenere che la precompressione sia trasferita al calcestruzzo mediante una tensione di aderenza uniforme f_{bpt} , pari a:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t) \quad (8.15)$$

dove:

η_{p1} è un coefficiente che tiene conto del tipo di armatura di precompressione e delle condizioni di aderenza all'atto del rilascio:

$\eta_{p1} = 2,7$ per fili indentati,

$\eta_{p1} = 3,2$ per trefoli a 3 e 7 fili;

$\eta_1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza (vedere punto 8.4.2),

$= 0,7$ altrimenti, a meno che un maggior valore sia giustificato in relazione a particolari circostanze riscontrate nel corso dell'esecuzione;

$f_{ctd}(t)$ è il valore della resistenza a trazione di progetto all'istante del rilascio;

$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 f_{ctm}(t) / \gamma_c$ [vedere anche punti 3.1.2 (9) e 3.1.6 (2)P].

Nota Valori di η_{p1} relativi a tipi di armature di precompressione diversi da quelli dati sopra si possono adottare subordinatamente ad un benessere tecnico europeo.

- (2) Il valore di base della lunghezza di trasmissione, l_{pt} , è dato da:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt} \quad (8.16)$$

dove:

$\alpha_1 = 1,0$ per rilascio graduale,

$= 1,25$ per rilascio improvviso;

$\alpha_2 = 0,25$ per armature da precompressione a sezione circolare,

$= 0,19$ per trefoli a 3 e 7 fili;

ϕ diametro nominale dell'armatura di precompressione;

σ_{pm0} tensione nell'armatura di precompressione subito dopo il rilascio.

- (3) Si raccomanda di assumere il valore di progetto della lunghezza di trasmissione pari a quello meno favorevole dei due seguenti, in funzione della situazione di progetto:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt} \quad (8.17)$$

o

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt} \quad (8.18)$$

Nota Normalmente si adotta il valore minore per verifiche locali di tensioni all'atto del rilascio, il valore maggiore per verifiche allo stato limite ultimo (taglio, ancoraggio, ecc.).

- (4) Si può ritenere che le tensioni sul calcestruzzo abbiano distribuzione lineare al di fuori della zona di diffusione, vedere figura 8.16:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (8.19)$$

- (5) Si possono assumere altre modalità di sviluppo della precompressione, se adeguatamente giustificate e se la lunghezza di trasmissione è modificata di conseguenza.

8.10.2.3

Ancoraggio delle armature di precompressione allo stato limite ultimo

- (1) Si raccomanda che l'ancoraggio delle armature di precompressione sia verificato nelle sezioni in cui le tensioni di trazione del calcestruzzo eccedono $f_{ctk,0,05}$. Si raccomanda che la forza nell'armatura di precompressione si calcoli considerando la sezione fessurata, includendo l'effetto del taglio secondo il punto 6.2.3 (7); vedere anche il punto 9.2.1.3. Se la tensione di trazione del calcestruzzo è minore di $f_{ctk,0,05}$, non è necessaria la verifica dell'ancoraggio.

- (2) La resistenza di aderenza per l'ancoraggio allo stato limite ultimo è:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \eta_1 f_{ctd} \quad (8.20)$$

dove:

η_{p2} è un coefficiente che tiene conto del tipo di armatura di precompressione e della condizione di aderenza nella zona di ancoraggio:

$\eta_{p2} = 1,4$ per fili indentati, o

$\eta_{p2} = 1,2$ per trefoli a 7 fili;

η_1 è in accordo con quanto definito nel punto 8.10.2.2 (1).

Nota Valori di η_{p2} relativi a tipi di armature di precompressione diversi da quelli dati sopra si possono adottare subordinatamente a un benessere tecnico europeo.

- (3) A causa della fragilità che aumenta all'aumentare della resistenza del calcestruzzo, si raccomanda di limitare $f_{ctk,0,05}$ al valore corrispondente alla classe C60/70, a meno che non si possa verificare che la resistenza media di aderenza cresce oltre questo limite.

- (4) La lunghezza di ancoraggio totale necessaria per ancorare una armatura di precompressione soggetta alla tensione σ_{pd} è:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \alpha_2 \phi (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}) / f_{bpd} \quad (8.21)$$

dove:

l_{pt2} è il valore di progetto superiore della lunghezza di trasmissione, vedere punto 8.10.2.2 (3);

α_2 come definito al punto 8.10.2.2 (2);

σ_{pd} è la tensione nell'armatura di precompressione corrispondente alla forza descritta in (1);

$\sigma_{pm\infty}$ è la tensione di precompressione scontate tutte le perdite.

- (5) Nella zona di ancoraggio le tensioni nell'armatura di precompressione sono illustrate in figura 8.17.

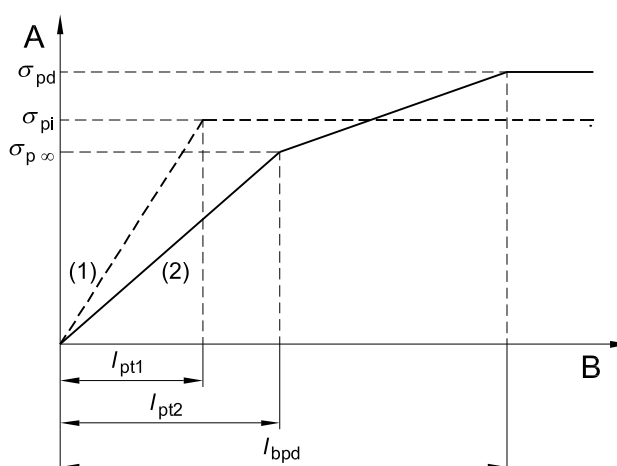
figura 8.17

Tensioni nella zona di ancoraggio di elementi pre-tesi: (1) al rilascio delle armature, (2) allo stato limite ultimo

Legenda

A Tensione nell'armatura di precompressione

B Distanza dall'estremità



- (6) In caso di combinazione di armatura ordinaria e pre-tesa, si possono sommare le capacità di ancoraggio di ciascuna armatura.

8.10.3

Zone di ancoraggio di elementi post-tesi

- (1) Si raccomanda che il progetto delle zone di ancoraggio sia conforme alle regole applicative date nel presente punto e quelle date nel punto 6.5.3.
- (2) Nel considerare gli effetti della precompressione come una forza concentrata sulla zona di ancoraggio, si raccomanda che il valore di progetto dell'armatura di precompressione sia in conformità al punto 2.4.2.2 (3) e si raccomanda di utilizzare il valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione del calcestruzzo.
- (3) Si raccomanda che le tensioni sotto le piastre di ancoraggio siano verificate in conformità al corrispondente benessere tecnico europeo.
- (4) Si raccomanda che le forze di trazione dovute a forze concentrate siano calcolate con il modello puntone-tirante o altre rappresentazioni appropriate (vedere punto 6.5). Si raccomanda che l'armatura sia disposta ammettendo che lavori alla sua resistenza di progetto. Se in questa armatura la tensione è limitata a 300 MPa, non è necessaria la verifica dell'ampiezza delle fessure.
- (5) Semplificando si può ritenere che la forza di precompressione si diffonda secondo un angolo di ampiezza 2β (vedere figura 8.18) a partire dall'estremità del dispositivo di ancoraggio, dove β può essere assunto pari a $\arctan \frac{2}{3}$.

figura 8.18

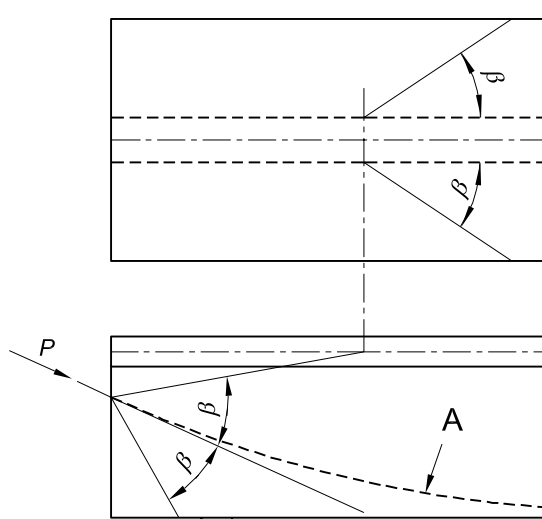
Diffusione della precompressione

Legenda

A Armatura di precompressione

$\beta = \arctan(\frac{2}{3}) = 33.7^\circ$

Pianta della piattabanda



8.10.4

Ancoraggi e dispositivi di giunzione per armature di precompressione

- (1)P I dispositivi di ancoraggio utilizzati per le armature post-tese devono essere conformi a quelli stabiliti per il sistema di precompressione, e le lunghezze di ancoraggio nel caso di armature pre-tese devono essere tali da permettere il completo sviluppo della resistenza di progetto delle armature stesse, considerando ogni possibile ripetizione e rapido cambiamento degli effetti delle azioni.
- (2)P Quando sono utilizzati dispositivi di giunzione, essi devono essere conformi a quelli stabiliti per il sistema di precompressione e devono essere posizionati in modo tale che, tenendo conto dell'interferenza causata da tali dispositivi, essi non inficino la capacità portante dell'elemento strutturale e che ogni ancoraggio temporaneo, che si renda necessario durante la costruzione, possa essere introdotto in modo soddisfacente.
- (3) Si raccomanda di effettuare i calcoli degli effetti locali nel calcestruzzo e il dimensionamento delle armature trasversali in conformità ai punti 6.5 e 8.10.3.

- (4) In generale si raccomanda che i dispositivi di giunzione siano collocati lontano dagli appoggi intermedi.
- (5) Si raccomanda di evitare di collocare più del 50% dei dispositivi di giunzione in una sola sezione a meno che non si possa dimostrare che una percentuale più elevata non provochi maggiori rischi per la sicurezza della struttura.

8.10.5

Deviatori

- (1)P Un deviatore deve soddisfare i requisiti seguenti:
 - sopportare sia le forze longitudinali, sia le trasversali indotte dall'armatura di precompressione e trasmetterle alla struttura;
 - garantire che il raggio di curvatura dell'armatura di precompressione non provochi tensioni eccessive o danneggi lo stesso deviatore.
- (2)P Nelle zone di deviazione i tubi che formano le guaine devono essere in grado di sopportare la pressione radiale e il movimento longitudinale dell'armatura di precompressione senza provocare danni e senza inficiare la propria funzionalità.
- (3)P Il raggio di curvatura dell'armatura di precompressione in una zona di deviazione deve essere in conformità alla EN 10138 e ad appropriati Benestari Tecnici Europei.
- (4) Sono ammesse deviazioni dell'armatura di precompressione fino ad un angolo di 0,01 radianti senza l'impiego di un deviatore. Nei calcoli di progetto si raccomanda di tener conto delle forze indotte dalla variazione angolare con l'impiego di un deviatore in conformità al Benestare Tecnico Europeo.

SEZIONE 9

DETTAGLI COSTRUTTIVI DI ELEMENTI E REGOLE PARTICOLARI

9.1

Generalità

- (1)P I requisiti relativi a sicurezza, comportamento in servizio e durabilità sono soddisfatti seguendo le regole date nella presente Sezione in aggiunta alle regole generali fornite altrove.
- (2) Si raccomanda che i dettagli costruttivi degli elementi siano coerenti con i modelli di calcolo adottati in progetto.
- (3) Al fine di evitare rotture fragili, ampie fessure e anche per resistere a forze dovute ad azioni di contrasto sono date aree minime di armatura.

Nota Le regole fornite nella presente Sezione sono applicabili principalmente ad edifici di calcestruzzo armato.

9.2

Travi

9.2.1

Armatura longitudinale

9.2.1.1

Area di armatura minima e massima

- (1) Si raccomanda che l'area minima di armatura longitudinale tesa non sia minore di $A_{s,min}$.

Nota 1 Vedere anche il punto 7.3 relativo all'area di armatura longitudinale tesa necessaria per il controllo della fessurazione.

Nota 2 Il valore di $A_{s,min}$ relativo alle travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato come segue:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_y} b_t d \text{ ma non minore di } 0,0013 b_t d \quad (9.1N)$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

f_{ctm} si raccomanda sia determinato in funzione della classe di resistenza corrispondente secondo il prospetto 3.1.

In alternativa, per elementi secondari, dove qualche rischio di rottura fragile può essere accettato, $A_{s,min}$ può assumersi pari a 1,2 volte l'area richiesta per la verifica allo stato limite ultimo.

(2) Si raccomanda di considerare sezioni contenenti armatura inferiore ad $A_{s,min}$ come non armate (vedere Sezione 12).

(3) Al di fuori delle zone di sovrapposizione, si raccomanda che l'area di armatura tesa o compressa non ecceda $A_{s,max}$.

Nota Il valore di $A_{s,max}$ relativo a travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,04 A_c$.

(4) Per elementi precompressi con armature di precompressione permanentemente non aderenti o con cavi di precompressione esterni, si raccomanda di verificare che il momento resistente ultimo sia maggiore del momento di fessurazione per flessione. Un momento resistente pari a 1,15 volte quello di fessurazione è sufficiente.

9.2.1.2

Altre prescrizioni sulla disposizione delle armature

(1) Nelle costruzioni monolitiche, anche quando si siano assunti in progetto appoggi semplici, si raccomanda che la sezione in corrispondenza degli appoggi sia progettata in modo da poter assorbire un momento flettente derivante da un incastro parziale pari ad almeno β_1 volte il momento massimo in campata.

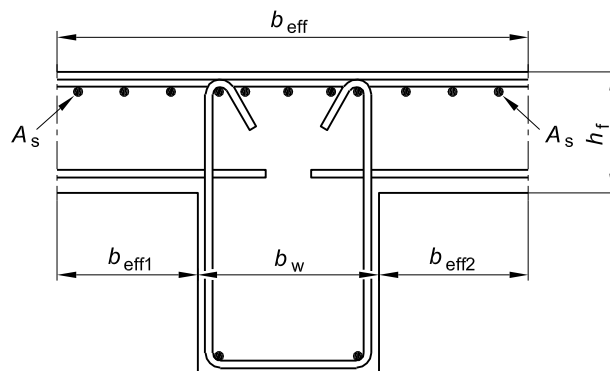
Nota 1 Il valore di β_1 relativo a travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,15.

Nota 2 Si applica l'area minima di armatura longitudinale definita nel punto 9.2.1.1 (1).

(2) Si raccomanda che l'area totale di armatura tesa A_s sugli appoggi intermedi di una trave continua con sezione trasversale a T sia diffusa sulla larghezza efficace della piattabanda (vedere punto 5.3.2). Parte di essa può essere concentrata sulla larghezza dell'anima (vedere figura 9.1).

figura 9.1

Disposizione dell'armatura tesa in una sezione a T



(3) Si raccomanda che eventuali armature longitudinali compresse di diametro ϕ prese in conto nei calcoli di resistenza siano trattenute da armature trasversali con spaziatura non maggiore di 15ϕ .

9.2.1.3

Interruzione di armature longitudinali tese

(1) Si raccomanda di disporre in tutte le sezioni un'armatura sufficiente per sopportare l'involuppo della forza di trazione agente, includendo l'effetto di fessure inclinate in anime e piattabande.

- (2) Per elementi con armatura per il taglio la forza di trazione aggiuntiva, si raccomanda che ΔF_{td} sia calcolata secondo il punto 6.2.3 (7). Per elementi senza armatura per il taglio ΔF_{td} può essere valutato traslando il diagramma del momento flettente di una distanza $a_1 = d'$ secondo il punto 6.2.2 (5). Questa "regola di traslazione" può essere adottata, in via alternativa, anche per elementi con armatura per il taglio, con:

$$a_1 = z(\cot \theta - \cot \alpha)/2 \text{ (simboli definiti nel punto 6.2.3)} \quad (9.2)$$

La forza di trazione aggiuntiva è illustrata nella figura 9.2.

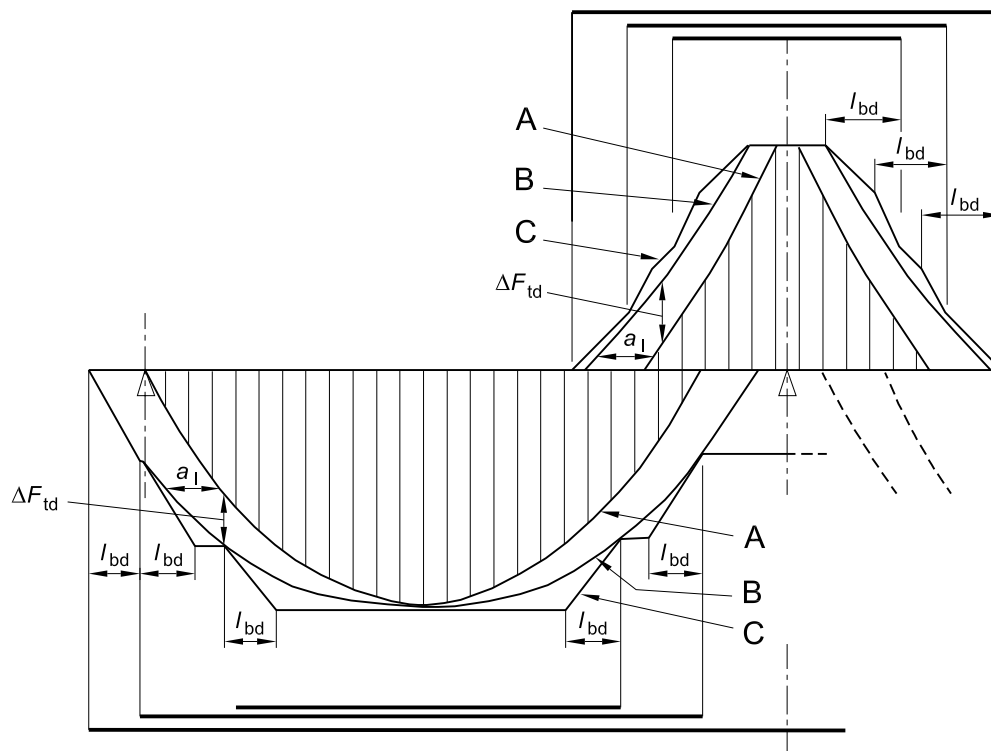
- (3) La resistenza delle barre lungo la loro lunghezza di ancoraggio può essere presa in conto assumendo una variazione lineare della forza, vedere figura 9.2. Per semplicità e a favore di sicurezza questo contributo può essere trascurato.
- (4) Si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio di barre rialzate per contribuire alla resistenza a taglio sia non minore di $1,3 \cdot l_{bd}$ nella zona tesa e $0,7 \cdot l_{bd}$ nella zona compressa. Essa è misurata a partire dal punto intersezione dell'asse della barra rialzata con l'armatura longitudinale.

figura 9.2

Rappresentazione dell'interruzione dell'armatura longitudinale, tenendo conto dell'effetto di fessure inclinate e della resistenza dell'armatura lungo la lunghezza di ancoraggio

Legenda

- A Inviluppo di $M_{Ed}/z + N_{Ed}$
- B Forza di trazione agente F_s
- C Forza di trazione resistente F_{Rs}



9.2.1.4

Ancoraggio delle armature inferiori su un appoggio terminale

- (1) Si raccomanda che l'area dell'armatura inferiore disposta su un appoggio terminale con grado di incastro assunto in progetto piccolo o nullo sia almeno pari a β_2 volte l'area dell'armatura disposta in campata.

Nota Il valore di β_2 relativo a travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale.
Il valore raccomandato è 0.25.

- (2) La forza di trazione da ancorare può essere determinata secondo il punto 6.2.3 (7) (elementi con armatura per il taglio) considerando il contributo della forza assiale, se esiste, o secondo la regola di traslazione:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} \quad (9.3)$$

dove:

N_{Ed} è la forza assiale, da aggiungere o sottrarre alla forza di trazione; per a_1 vedere punto 9.2.1.3 (2).

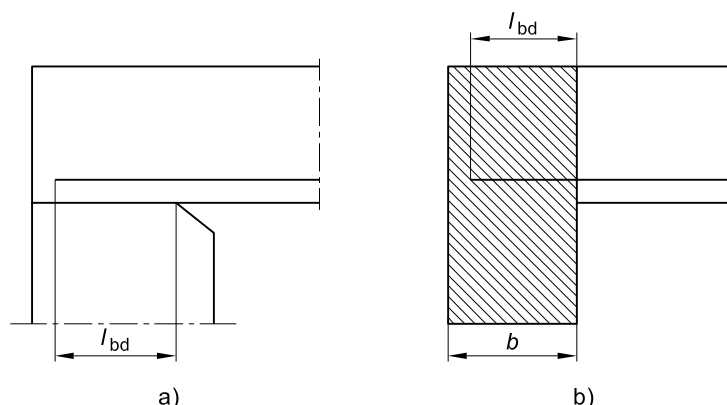
- (3) La lunghezza di ancoraggio è l_{bd} secondo il punto 8.4.4, ed è misurata dalla verticale di primo contatto tra la trave e l'appoggio. Nel caso di appoggio diretto si può tener conto della pressione trasversale. Vedere figura 9.3.

figura 9.3

Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi di estremità

Legenda

- a) Appoggio diretto: Trave appoggiata su muro o pilastro
b) Appoggio indiretto: Trave che interseca un'altra trave che la sopporta



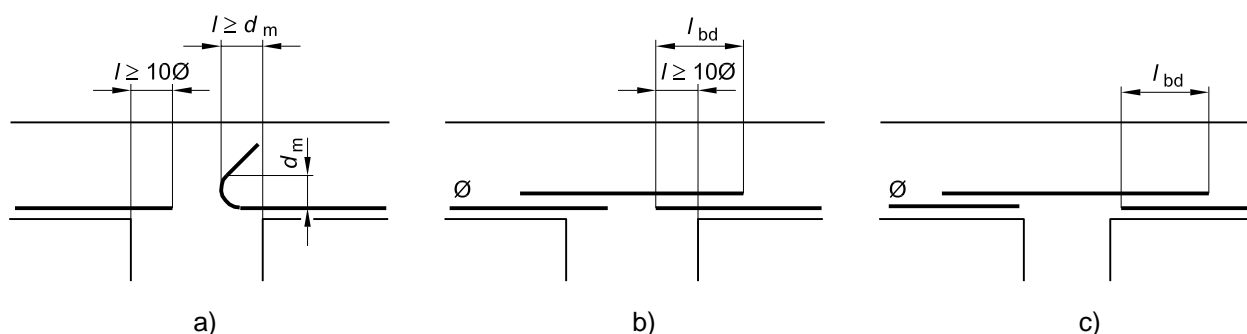
9.2.1.5

Ancoraggio delle armature inferiori su appoggi intermedi

- (1) Si dispone l'area di armatura data nel punto 9.2.1.4 (1).
- (2) Si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio sia non minore di 10ϕ (per barre diritte) o non minore del diametro del mandrino (per uncini e piegature di barre di diametro almeno pari a 16 mm) o due volte il diametro del mandrino (in altri casi) [vedere figura 9.4 (a)]. Questi valori minimi sono normalmente validi ma si può effettuare un'analisi più accurate in conformità al punto 6.6.
- (3) Si raccomanda che l'armatura richiesta per assorbire possibili momenti positivi (per esempio, cedimento di appoggi, esplosioni, ecc.) sia specificata nei documenti di contratto. Si raccomanda che questa armatura sia continua e ciò può essere ottenuto con barre giuntate per sovrapposizione [vedere figura 9.4 (b) o (c)].

figura 9.4

Ancoraggio sugli appoggi intermedi



9.2.2

Armatura a taglio

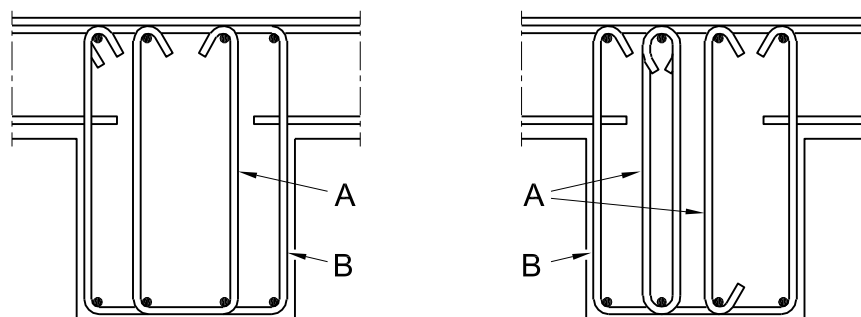
- (1) Si raccomanda che l'armatura a taglio formi un angolo α compreso tra 45° e 90° con l'asse longitudinale dell'elemento strutturale.
- (2) L'armatura a taglio può essere costituita da una combinazione di:
 - staffe che racchiudono le armature longitudinali tese e la zona compressa (vedere figura 9.5);
 - barre rialzate;
 - gabbie, graticci, ecc. messi in opera senza contenere le armature longitudinali, ma adeguatamente ancorati in zona tesa e in zona compressa.

figura 9.5

Esempi di armatura a taglio

Legenda

- A Alternative per staffe interne
B Staffe di chiusura



- (3) Si raccomanda che le staffe siano ancorate in modo efficace. Sono ammesse giunzioni per sovrapposizione di bracci vicini alla superficie dell'anima a condizione che la staffa non sia necessaria per assorbire la torsione.
- (4) Si raccomanda che almeno β_3 volte l'armatura necessaria per il taglio sia realizzata mediante staffe.

Nota Il valore di β_3 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,5.

- (5) La percentuale di armatura a taglio è data dall'espressione (9.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) \quad (9.4)$$

dove:

ρ_w è la percentuale di armatura a taglio;

si raccomanda che ρ_w sia non minore di $\rho_{w,min}$;

A_{sw} è l'area dell'armatura a taglio sulla lunghezza s ;

s è il passo dell'armatura a taglio misurato lungo l'asse longitudinale dell'elemento;

b_w è la larghezza dell'anima dell'elemento;

α è l'angolo tra l'armatura per il taglio e l'asse longitudinale [vedere punto 9.2.2 (1)].

Nota Il valore di $\rho_{w,min}$ per le travi da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'espressione (9.5N).

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (9.5N)$$

- (6) Si raccomanda che il massimo passo longitudinale di insiemi di staffe sia non maggiore di $s_{l,max}$.

Nota Il valore di $s_{l,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'espressione (9.6N).

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) \quad (9.6N)$$

essendo α l'inclinazione dell'armatura a taglio rispetto all'asse longitudinale della trave.

- (7) Si raccomanda che il massimo passo longitudinale di barre rialzate sia non maggiore di $s_{b,max}$.

Nota Il valore di $s_{b,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'espressione (9.7N).

$$s_{b,max} = 0,6 d(1 + \cot \alpha) \quad (9.7N)$$

- (8) Si raccomanda che la distanza trasversale dei bracci di un insieme di staffe per il taglio sia non maggiore di $s_{t,max}$.

Nota Il valore di $s_{t,max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'espressione (9.8N).

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ mm} \quad (9.8N)$$

9.2.3

Armatura a torsione

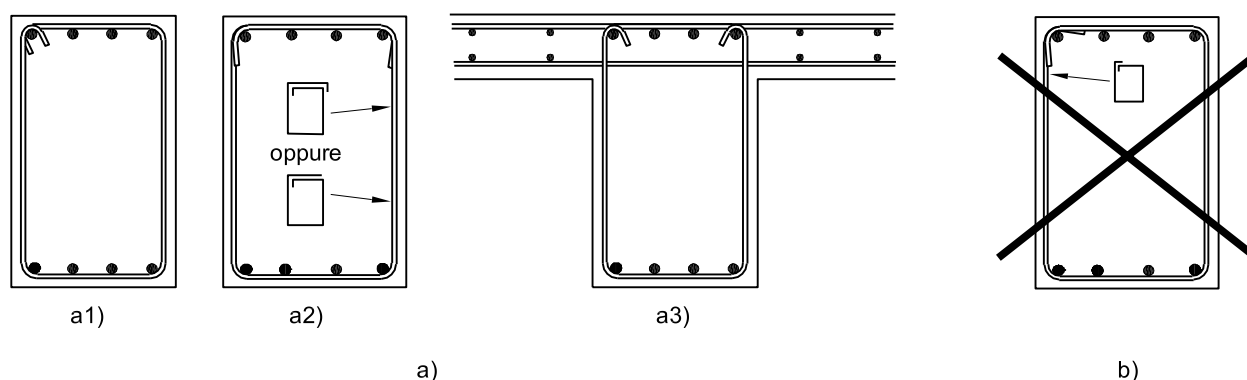
- (1) Si raccomanda che le staffe per la torsione siano chiuse e ancorate per sovrapposizione o per mezzo di uncini alle estremità, vedere figura 9.6, e formare un angolo di 90° con l'asse dell'elemento strutturale.

figura 9.6

Esempi di forme di staffe per la torsione

Legenda

- a) Forme raccomandate
b) Forma non raccomandata



Nota Si raccomanda che la seconda alternativa per a2) (disegno più basso) abbia una intera lunghezza di sovrapposizione lungo il bordo superiore.

- (2) Le prescrizioni dei punti 9.2.2 (5) e (6) sono generalmente sufficienti per disporre il quantitativo minimo di staffe richiesto per la torsione.
- (3) Si raccomanda che la distanza longitudinale tra le staffe per la torsione sia non maggiore di $u/8$ (per la simbologia vedere figura 6.11 del punto 6.3.2), o di quanto richiesto al punto 9.2.2 (6) o della minore dimensione della sezione della trave.
- (4) Si raccomanda che le barre longitudinali siano disposte in modo tale che vi sia almeno una barra per angolo, essendo le rimanenti uniformemente distribuite lungo il perimetro interno delle staffe e distanti tra loro non più di 350 mm.

9.2.4

Armature di superficie

- (1) Può essere necessario disporre armature di superficie, sia per il controllo della fessurazione, sia per assicurare una resistenza adeguata al distacco del copriferro.

Nota Regole di dettaglio per l'armatura di pelle sono date nell'appendice informativa J.

9.2.5

Appoggi indiretti

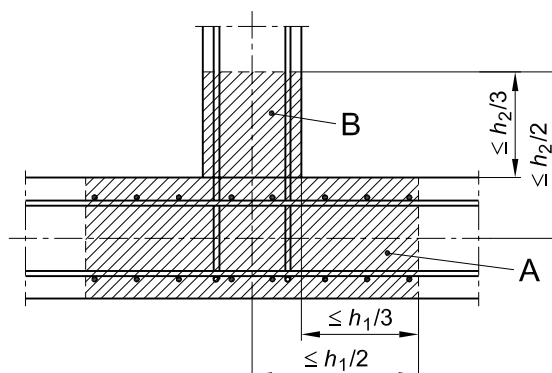
- (1) Se una trave è appoggiata su di un'altra trave anziché su di una parete o su di un pilastro, si raccomanda di disporre e progettare le armature necessarie per sopportare la reazione mutua. Queste armature si aggiungono a quelle richieste per altre ragioni. Questa regola si applica anche a una piastra non appoggiata all'estradosso di una trave.
- (2) Si raccomanda che l'armatura di sospensione tra due travi sia costituita da staffe che contornano l'armatura principale dell'elemento portante. Alcune di tali staffe possono essere distribuite al di fuori del volume di calcestruzzo comune alle due travi (vedere figura 9.7).

figura 9.7

Disposizione dell'armatura di sospensione nella zona di intersezione di due travi (vista in pianta)

Legenda

- A Trave portante di altezza h_1
 B Trave portata di altezza h_2 ($h_1 \geq h_2$)



9.3

Piastre piene

- (1) La presente sezione si applica a piastre mono e bidirezionali per le quali b e l_{eff} sono non minori di $5h$ (vedere punto 5.3.1).

9.3.1

Armature di flessione

9.3.1.1

Generalità

- (1) Per le percentuali minima e massima di armatura nella direzione principale si applicano i punti 9.2.1.1 (1) e (3).

Nota In aggiunta alla nota 2 del punto 9.2.1.1 (1), per piastre dove esiste un basso rischio di rottura fragile, $A_{s,min}$ può essere assunta pari a 1,2 volte l'area richiesta nelle verifiche allo stato limite ultimo.

- (2) Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere una armatura trasversale secondaria in quantità non minore del 20% dell'armatura principale. Nelle zone in prossimità degli appoggi l'armatura trasversale alle barre principali superiori non è necessaria se non è presente momento flettente trasversale.

- (3) Si raccomanda che il passo delle barre sia non maggiore di $s_{max,slabs}$.

Nota Il valore di $s_{max,slabs}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è:

- per l'armatura principale, $3h \leq 400$ mm, essendo h l'altezza totale della piastra;
- per l'armatura secondaria, $3,5h \leq 450$ mm.

In zone con carichi concentrati o di momento massimo i precedenti valori diventano rispettivamente:

- per l'armatura principale, $2h \leq 250$ mm;
- per l'armatura secondaria, $3h \leq 400$ mm.

- (4) Si applicano anche le regole date nei punti 9.2.1.3 da (1) a (3), 9.2.1.4 da (1) a (3) e 9.2.1.5 da (1) a (2), ma con $a_1 = d'$

9.3.1.2

Armature delle piastre in prossimità degli appoggi

- (1) In piastre semplicemente appoggiate, si raccomanda che metà dell'armatura calcolata in campata sia estesa fino agli appoggi e convenientemente ancorata in conformità al punto 8.4.4.

Nota L'interruzione e l'ancoraggio delle armature può essere eseguito in conformità ai punti 9.2.1.3, 9.2.1.4 e 9.2.1.5.

- (2) Dove si verifica una continuità parziale lungo un bordo di piastra, ma tale continuità non è considerata nel calcolo, si raccomanda che le armature superiori siano in grado di sopportare un momento pari almeno al 25% del massimo momento agente nella campata adiacente. Si raccomanda che queste armature si estendano almeno a 0,20 volte la lunghezza della campata adiacente, misurata a partire dalla faccia dell'appoggio. Si raccomanda che esse siano continue su appoggi intermedi e ancorate agli appoggi di estremità. Su un appoggio di estremità il momento resistente può essere assunto pari al 15% del massimo momento nella campata adiacente.

9.3.1.3

Armature d'angolo

- (1) Se i particolari costruttivi sugli appoggi sono tali da impedire il sollevamento della piastra in corrispondenza di un angolo, si raccomanda di prevedere una adeguata armatura.

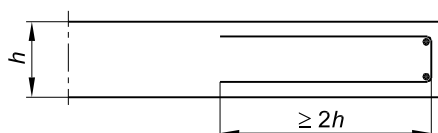
9.3.1.4

Armature in corrispondenza dei bordi liberi

- (1) Si raccomanda che lungo un bordo libero (non appoggiato) una piastra contenga armature longitudinali e trasversali collocate come indicato nella figura 9.8.
- (2) Le normali armature di una piastra sono utilizzabili come armature di bordo.

figura 9.8

Armature di bordo per una piastra



9.3.2

Armature a taglio

- (1) Si raccomanda che una piastra in cui siano previste armature a taglio abbia spessore almeno di 200 mm.
- (2) Per la disposizione delle armature a taglio, si applicano il valore minimo e la definizione del rapporto di armatura dati nel punto 9.2.2, eccetto per quanto di seguito modificato.
- (3) Nelle piastre, se $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$ (vedere punto 6.2), le armature a taglio possono essere realizzate esclusivamente con armature rialzate o assemblaggi a taglio.
- (4) Il massimo passo longitudinale di insiemi successivi di staffe è dato da:

$$s_{max} = 0,75 d' (1 + \cot \alpha) \quad (9.9)$$

dove:

α è l'inclinazione dell'armatura a taglio.

Il massimo passo longitudinale di barre rialzate è dato da:

$$s_{max} = d' \quad (9.10)$$

- (5) Si raccomanda che la massima distanza trasversale di armature a taglio sia non maggiore di $1,5d'$

9.4 Piastre senza nervature

9.4.1 Piastra in corrispondenza di pilastri interni

- (1) Si raccomanda che la disposizione delle armature nella costruzione di piastre senza nervature si basi sul comportamento nelle condizioni di esercizio. In generale ciò comporta una concentrazione di armatura sui pilastri.
- (2) In corrispondenza di pilastri interni, a meno che non siano eseguiti calcoli più rigorosi in esercizio, si raccomanda di disporre armature di estradosso di area $0,5A_t$ entro una larghezza pari alla somma di 0,125 volte le larghezze dei pannelli presi su ciascun lato dei pilastri. A_t rappresenta l'area di armatura necessaria per sopportare l'intero momento negativo agente su una larghezza pari alla somma di due metà pannelli prese su ciascun lato del pilastro.
- (3) Si raccomanda che in corrispondenza di pilastri interni siano disposte armature inferiori (≥ 2 barre) in ogni direzione e che tali armature attraversino il pilastro.

9.4.2 Piastra in corrispondenza di pilastri di bordo o d'angolo

- (1) Si raccomanda che le armature perpendicolari a un bordo libero richieste per trasmettere momenti flettenti dalla piastra a un pilastro di bordo o d'angolo siano collocate entro la larghezza efficace b_e mostrata nella figura 9.9.

figura 9.9

Larghezza efficace, b_e , di una piastra senza nervature

Legenda

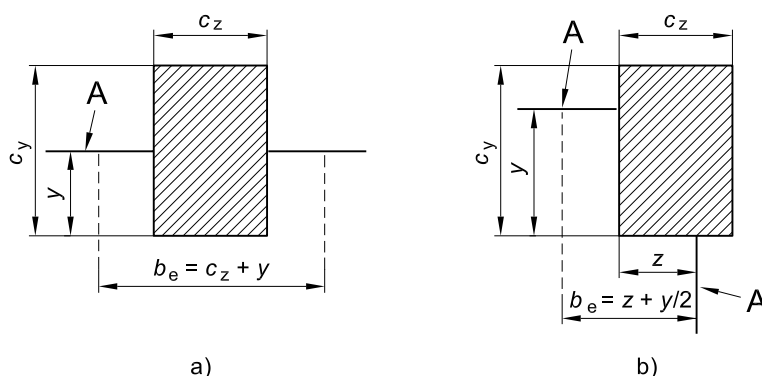
A Bordo della piastra

a) Pilastro di bordo

Nota y può essere $> c_y$

b) Pilastro d'angolo

Nota z può essere $> c_z$ e y può essere $> c_y$



Nota y è la distanza dal bordo della piastra alla faccia più interna del pilastro.

9.4.3 Armature per il taglio-punzonamento

- (1) Dove sono necessarie armature per il taglio-punzonamento (vedere punto 6.4) si raccomanda che queste siano disposte tra l'area caricata/pilastro e kd dentro il perimetro di verifica oltre il quale le armature per il taglio non sono più necessarie. Si raccomanda di disporre almeno due serie perimetrali di bracci di cuciture (vedere figura 9.10). Si raccomanda che la distanza dei bracci delle cuciture non sia maggiore di $0,75d$.

Si raccomanda che la distanza dei bracci delle cuciture attorno a un perimetro non sia maggiore di $1,5d$ entro il primo perimetro di verifica ($2d$ dall'area caricata), e non maggiore di $2d$ per perimetri esterni al primo perimetro di verifica se si ritiene che quella parte di perimetro contribuisca alla capacità a taglio (vedere figura 6.22).

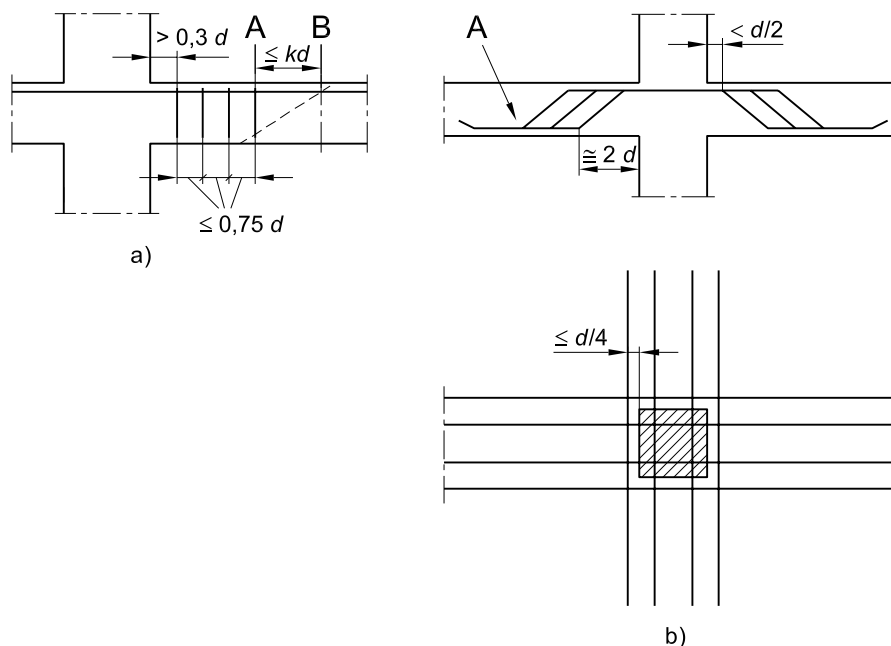
Per barre piegate verso il basso disposte come nella figura 9.10 b) si considera sufficiente un unico perimetro di cuciture.

figura 9.10

Armature per il taglio-punzonamento

Legenda

- a) Distanza delle cuciture
- b) Distanza delle barre piegate verso il basso
- A Perimetro di verifica più esterno che richiede armatura a taglio
- B Primo perimetro di verifica entro il quale non è richiesta armatura a taglio



Nota Vedere punto 6.4.5 (4) per il valore di k .

- (2) Dove sono necessarie armature a taglio, l'area di un braccio di cucitura (o equivalente), $A_{sw,min}$, è data dall'espressione (9.11).

$$A_{sw,min} \cdot (1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} \quad (9.11)$$

dove:

- α è l'angolo compreso tra l'armatura a taglio e quella principale (per esempio, per cuciture verticali $\alpha = 90^\circ$ e $\sin \alpha = 1$);
- s_r è il passo delle cuciture per il taglio in direzione radiale;
- s_t è il passo delle cuciture per il taglio in direzione tangenziale;
- f_{ck} è in Megapascal.

Nella verifica a taglio si può considerare la componente verticale delle sole armature di precompressione che passano entro una distanza pari a $0,5d$ dal pilastro.

- (3) Barre ripiegate che attraversano l'area caricata o passano entro una distanza non maggiore di $0,25d$ da tale area possono considerarsi come armature per il taglio-punzonamento [vedere figura 9.10 b), disegno più in alto].
- (4) Si raccomanda che la distanza tra la faccia di un appoggio, o la circonferenza di un'area caricata, e l'armatura a taglio più vicina presa in conto in progetto sia non maggiore di $d/2$. Si raccomanda che tale distanza sia misurata a livello dell'armatura tesa. Se si dispone una sola linea di barre piegate, la loro inclinazione può essere ridotta a 30° .

9.5 Pilastrì

9.5.1 Generalità

- (1) Quanto segue riguarda i pilastrì la cui dimensione maggiore h non è maggiore di 4 volte la dimensione minore b .

9.5.2 Armature longitudinali

- (1) Si raccomanda che le barre d'armatura abbiano diametro non minore di ϕ_{\min} .

Nota Il valore di ϕ_{\min} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 8 mm.

- (2) Si raccomanda che la quantità totale di armatura longitudinale sia non minore di $A_{s,\min}$.

Nota Il valore di $A_{s,\min}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è dato dall'espressione (9.12N).

$$A_{s,\min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ o } 0,002 A_c, \text{ il maggiore dei due} \quad (9.12N)$$

dove:

f_{yd} è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura;

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di progetto.

- (3) Si raccomanda che l'area di armatura longitudinale sia non maggiore di $A_{s,\max}$.

Nota Il valore di $A_{s,\max}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,04 A_c al di fuori delle zone di sovrapposizione a meno che non si possa dimostrare che non è inficiata l'integrità del calcestruzzo, e che si raggiunge l'intera resistenza allo stato limite ultimo. Si raccomanda di aumentare questo limite a 0,08 A_c nelle zone di sovrapposizione.

- (4) Per pilastrì a sezione poligonale si raccomanda di disporre almeno una barra in ogni angolo. Si raccomanda che in un pilastro circolare il numero di barre longitudinali sia non minore di quattro.

9.5.3 Armature trasversali

- (1) Si raccomanda che il diametro delle armature trasversali (staffe, cappi o armature elicoidali) sia non minore di 6 mm o di un quarto del diametro massimo delle barre longitudinali, assumendo il valore maggiore tra i due; si raccomanda che il diametro dei fili delle reti elettrosaldate formanti armature trasversali sia non minore di 5 mm.

- (2) Si raccomanda che le armature trasversali siano adeguatamente ancorate.

- (3) Si raccomanda che la distanza tra le armature trasversali di un pilastro sia non maggiore di $s_{cl,tmax}$.

Nota Il valore di $s_{cl,tmax}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è la minore tra le tre distanze seguenti:

- 20 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- la dimensione minore del pilastro;
- 400 mm.

- (4) Si raccomanda di ridurre la distanza massima richiesta nel punto (3) con un fattore 0,6:

- (i) in sezioni poste al di sopra o al di sotto di una trave o di una piastra per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro;
- (ii) in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione se il massimo diametro delle barre è maggiore di 14 mm. Un minimo di 3 barre disposte con passo costante è richiesto nella lunghezza di sovrapposizione.

- (5) Dove le barre longitudinali cambiano direzione, (per esempio nelle variazioni di sezione), si raccomanda che la distanza tra le armature trasversali sia calcolata considerando le forze trasversali che si generano. Questi effetti possono essere trascurati se il cambiamento di direzione è minore o uguale a $1/12$.

- (6) Si raccomanda che ciascuna barra longitudinale o gruppo di barre longitudinali posto in uno spigolo sia tenuto in posizione da una armatura trasversale. Si raccomanda che nessuna barra in zona compressa sia distante da una barra vincolata più di 150 mm.

9.6 Pareti

9.6.1 Generalità

- (1) Il presente punto si riferisce a muri di calcestruzzo armato con rapporto tra lunghezza e spessore maggiore o uguale a 4, e in cui l'armatura è considerata nell'analisi della resistenza. L'entità e la corretta disposizione delle armature può ottenersi utilizzando un modello tirante-puntone (vedere punto 6.5). Per muri soggetti prevalentemente a flessione trasversale si applicano le regole delle piastre (vedere punto 9.3).

9.6.2 Armatura verticale

- (1) Si raccomanda che l'area delle armature verticali sia compresa tra $A_{s,vmin}$ e $A_{s,vmax}$.

Nota 1 Il valore di $A_{s,vmin}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,002 A_c$.

Nota 2 Il valore di $A_{s,vmax}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,04 A_c$ al di fuori delle zone di sovrapposizione a meno che non si possa dimostrare che non è inficiata l'integrità del calcestruzzo, e che si raggiunge l'intera resistenza allo stato limite ultimo. Questo limite può essere raddoppiato nelle zone di sovrapposizione.

- (2) Se nel progetto si richiede l'area minima di armatura, $A_{s,vmin}$, si raccomanda che metà di questa area sia disposta su ciascuna faccia.
- (3) La distanza tra due barre verticali adiacenti deve essere non maggiore del minore dei due valori: 3 volte lo spessore del muro, 400 mm.

9.6.3 Armatura orizzontale

- (1) Si raccomanda di prevedere un'armatura orizzontale posta parallelamente alle superfici del muro (e ai bordi liberi) in corrispondenza di ciascuna faccia. Si raccomanda che essa sia non minore di $A_{s,hmin}$.

Nota Il valore di $A_{s,hmin}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è il maggiore dei due valori: 25% dell'armatura verticale, $0,001 A_c$.

- (2) Si raccomanda che la distanza tra due barre orizzontali adiacenti sia non maggiore di 400 mm.

9.6.4 Armatura trasversale

- (1) In qualsiasi parte di un muro in cui l'area totale di armatura verticale sulle due facce è maggiore di $0,02 A_c$, si raccomanda di disporre armature trasversali in forma di tiranti in conformità ai requisiti relativi ai pilastri (vedere punto 9.5.3). La dimensione maggiore a cui si fa riferimento al punto 9.5.3 (4) (i) è da assumere non maggiore di 4 volte lo spessore del muro.
- (2) Se le armature principali sono quelle collocate più vicino alle facce del muro, si raccomanda di disporre le armature trasversali anche in forma di tiranti in quantità almeno pari a 4 per ogni metro quadrato di area del muro.

Nota Non occorre disporre armature trasversali nelle zone in cui si utilizzano reti elettrosaldate e barre di diametro $\phi \leq 16$ mm con ricoprimenti del calcestruzzo maggiori di 2ϕ .

9.7 Travi parete

- (1) Per le travi parete [vedere punto 5.3.1 (3) per la definizione] si raccomanda di prevedere una rete di armature ortogonali su ciascuna faccia, con una sezione minima pari a $A_{s,dbmin}$.

Nota Il valore di $A_{s,dbmin}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,1\%$, ma non minore di $150 \text{ mm}^2/\text{m}$ su ciascuna faccia e in ogni direzione.

- (2) Si raccomanda che la distanza tra due barre adiacenti della rete sia non maggiore del più piccolo valore tra due volte lo spessore del muro e 300 mm.
- (3) Per garantire l'equilibrio del nodo, si raccomanda che le armature, corrispondenti ai tiranti considerati nel modello di calcolo, siano totalmente ancorate al di là dei nodi, vedere punto 6.5.4, rialzando le barre, utilizzando piegature ad U o dispositivi di ancoraggio, a meno che non sia disponibile la lunghezza l_{bd} tra il nodo e l'estremità della trave.

9.8

Fondazioni

9.8.1

Plinti su pali

- (1) Si raccomanda che la distanza tra il bordo esterno del palo e il bordo del plinto sia tale che le forze di trazione nel plinto possano essere correttamente ancorate. In sito si raccomanda sia presa in conto una possibile deviazione del palo.
- (2) In un plinto su pali si raccomanda di calcolare l'armatura mediante appropriati metodi tirante-puntone oppure a flessione.
- (3) Si raccomanda di concentrare l'armatura principale atta a sopportare le sollecitazioni di trazione nelle zone tese comprese tra le sommità dei pali. Si raccomanda di prevedere un diametro minimo ϕ_{min} delle barre. Se l'area di tale armatura è maggiore o uguale a quella minima, le barre uniformemente distribuite alla base dell'elemento possono essere omesse. Anche le facce e l'estradosso dell'elemento possono essere privi di armatura se in queste parti dell'elemento non si sviluppano tensioni di trazione.
- (4) Per l'ancoraggio delle armature tese possono essere utilizzate barre trasversali saldate. In tal caso, nella zona di ancoraggio delle barre di armatura considerate, ciascuna barra trasversale può essere considerata come facente parte dell'armatura trasversale.
- (5) La compressione causata dalla reazione di appoggio del palo può essere considerata diffusa a 45° dal bordo del palo (vedere figura 9.11). Questa compressione può essere presa in conto nel calcolo della lunghezza di ancoraggio.

Nota

Il valore di ϕ_{min} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 8 mm.

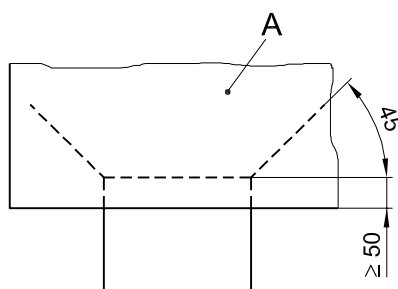
figura 9.11

Area compressa atta a incrementare la capacità di ancoraggio

Legenda

A Area compressa

Dimensioni in millimetri



9.8.2

Fondazioni di pilastri e pareti

9.8.2.1

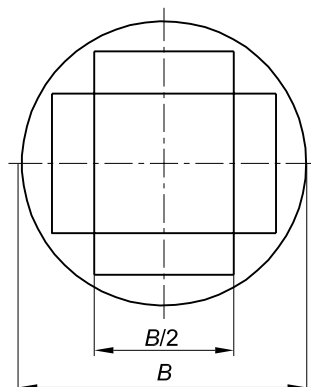
Generalità

- (1) Si raccomanda che l'armatura principale sia ancorata in conformità ai requisiti dei punti 8.4 e 8.5. Si raccomanda di prevedere un diametro minimo ϕ_{min} delle barre. Nelle fondazioni si può impiegare il modello di calcolo riportato nel punto 9.8.2.2.

Nota Il valore di ϕ_{\min} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 8 mm.

- (2) L'armatura principale di fondazioni circolari può essere disposta secondo due direzioni ortogonali e concentrata nella zona centrale per una larghezza pari al $50\% \pm 10\%$ del diametro del plinto, vedere figura 9.12. In questo caso, ai fini del calcolo, si raccomanda di considerare di calcestruzzo semplice le parti non armate della struttura.

figura 9.12 **Armatura ortogonale alla base di fondazioni circolari**



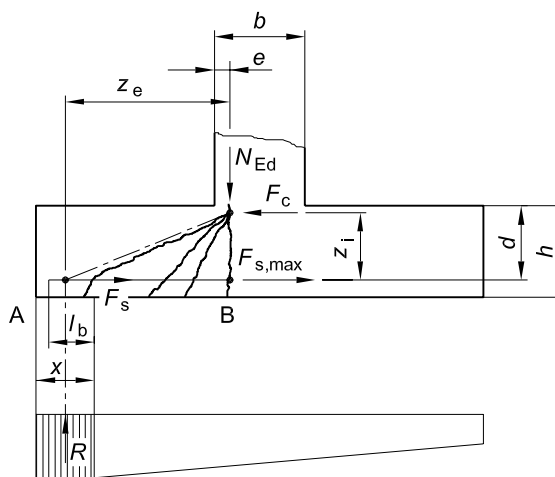
- (3) Se le sollecitazioni provocano trazioni all'estradosso della fondazione, si raccomanda che le tensioni di trazione risultanti siano controllate e, se necessario, assorbite da apposita armatura.

9.8.2.2

Ancoraggio delle barre

- (1) La forza di trazione nell'armatura è determinata dalla condizione di equilibrio, considerando l'effetto delle fessure inclinate, vedere figura 9.13. Si raccomanda che la forza di trazione F_s nella posizione x sia ancorata nel calcestruzzo all'interno della stessa distanza x dal bordo della fondazione.

figura 9.13 **Modello per forza di trazione in presenza di fessure inclinate**



- (2) La forza di trazione da ancorare è data da:

$$F_s = R \cdot z_e / z_l \quad (9.13)$$

dove:

R è la risultante della pressione di contatto del terreno a distanza x ;

- z_e è il braccio di leva esterno, ossia distanza tra la risultante R e la forza verticale N_{Ed} ;
- N_{Ed} è la forza verticale corrispondente alla risultante della pressione totale del terreno tra le sezioni A e B;
- z_i è il braccio di leva interno, ossia è la distanza tra l'armatura e la forza orizzontale F_c ;
- F_c è la forza di compressione corrispondente alla massima forza di trazione $F_{s,max}$.

- (3) I bracci di leva z_e e z_i possono essere determinati facendo riferimento alle aree compresse relative a N_{Ed} e F_c , rispettivamente. Semplificando, z_e può essere valutato assumendo $e = 0,15b$, vedere figura 9.13, e z_i può assumersi pari a $0,9d$.
- (4) Nella figura 9.13 l_b rappresenta la lunghezza di ancoraggio disponibile per barre dritte. Se tale lunghezza non è sufficiente per ancorare F_s , le barre possono essere piegate per aumentare la lunghezza disponibile oppure essere provviste di dispositivi di ancoraggio posti alle estremità.
- (5) Per barre dritte prive di ancoraggio terminale, il minore valore di x è il più critico. Semplificando si può assumere $x_{min} = h/2$. Per altri tipi di ancoraggio, valori di x più elevati possono essere più critici.

9.8.3

Travi di collegamento

- (1) Le travi di collegamento possono essere utilizzate per eliminare l'eccentricità del carico sulle fondazioni. Si raccomanda di progettare le travi per sopportare i momenti flettenti e le forze di taglio risultanti. Si raccomanda di prevedere un diametro minimo ϕ_{min} delle barre d'armatura necessaria a sopportare i momenti flettenti.

Nota Il valore di ϕ_{min} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 8 mm.

- (2) Se i mezzi di compattazione possono indurre sollecitazioni nelle travi di collegamento, si raccomanda che queste siano progettate anche per un carico minimo rivolto verso il basso pari a q_1 .

Nota Il valore di q_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 kN/m.

9.8.4

Fondazioni di pilastri su roccia

- (1) Si raccomanda di disporre un'adeguata armatura trasversale per assorbire le azioni di spacco nelle fondazioni, quando allo stato limite ultimo la pressione del terreno è maggiore di q_2 . Tale armatura può essere distribuita uniformemente sull'altezza h secondo la direzione della forza di spacco (vedere figura 9.14). Si raccomanda di prevedere un diametro minimo ϕ_{min} delle barre.

Nota I valori di q_2 e ϕ_{min} da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono di 5 MPa per q_2 e 8 mm per ϕ_{min} .

- (2) La forza di spacco F_S può essere calcolata come segue (vedere figura 9.14):

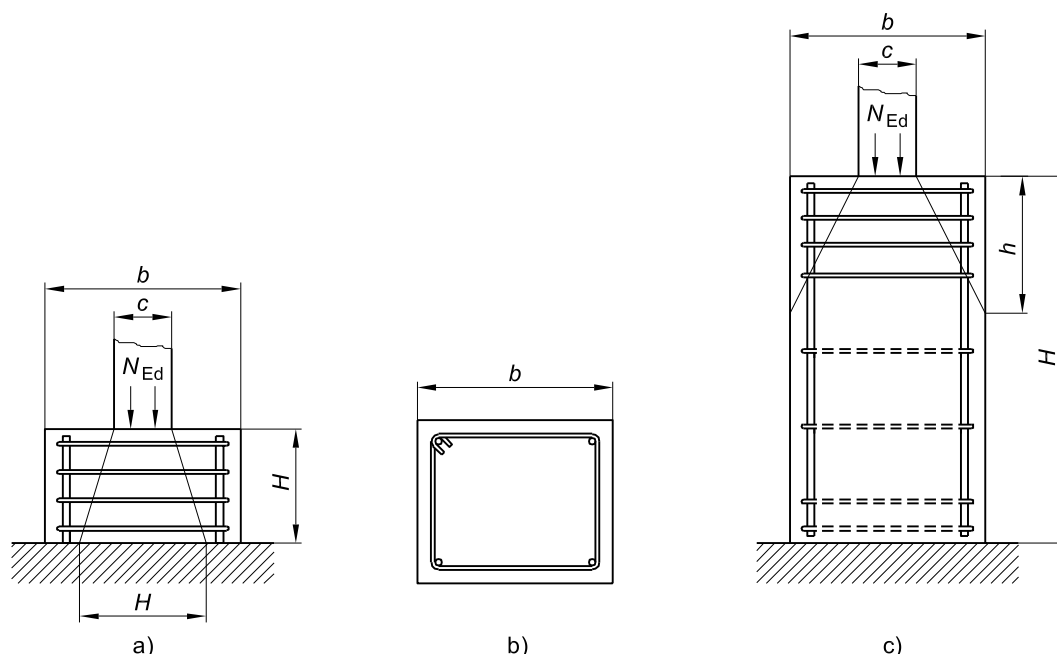
$$F_S = 0,25 (1 - c/h) N_{Ed} \quad (9.14)$$

essendo h il minor valore tra b e H .

figura 9.14 **Armatura di spacco nelle fondazioni su roccia**

Legenda

- a) Plinto con $h \geq H$
- b) Sezione
- c) Plinto con $h < H$



9.8.5

Pali trivellati

- (1) Per pali trivellati si applicano le seguenti regole. Per pali trivellati non armati vedere la Sezione 12.
- (2) Al fine di consentire una corretta messa in opera del calcestruzzo attorno all'armatura, è di primaria importanza curare i dettagli costruttivi dell'armatura, delle gabbie di armatura e di ogni inserto collegato in modo da non ostacolare il getto del calcestruzzo.
- (3) Si raccomanda di prevedere per i pali trivellati un'area minima di armatura longitudinale $A_{s,bpmin}$ relativa alla sezione trasversale del palo A_c .

Nota I valori di $A_{s,bpmin}$ e dell'associata A_c da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. I valori raccomandati sono riportati nel prospetto 9.6N. Si raccomanda di distribuire tale armatura lungo il perimetro della sezione.

prospetto 9.6N

Area minima di armatura longitudinale consigliata nei pali trivellati gettati in opera

Sezione trasversale del palo: A_c	Area minima di armatura longitudinale: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 25 \text{ cm}^2$
$A_c > 1,0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

Si raccomanda che il diametro minimo delle barre longitudinali sia non minore di 16 mm. Si raccomanda che i pali abbiano almeno 6 barre longitudinali. Si raccomanda che la distanza netta tra le barre misurata lungo il contorno del palo non sia maggiore di 200 mm.

- (4) Vedere EN 1536 per i dettagli costruttivi relativi alle armature longitudinali e trasversali dei pali trivellati.

9.9 Zone di discontinuità della geometria o delle azioni

- (1) Si raccomanda che le zone D siano progettate con modelli tirante-puntone secondo la Sezione 6.5 e secondo regole di dettaglio date nella Sezione 8.

Nota Ulteriori informazioni sono date nell'appendice J.

- (2)P Le armature, corrispondenti ai tiranti, devono essere totalmente ancorate con una lunghezza di ancoraggio di l_{bd} secondo il punto 8.4.

9.10 Sistemi di incatenamento

9.10.1 Generalità

- (1)P Strutture non progettate per resistere ad azioni eccezionali devono avere un sistema di incatenamento idoneo per prevenire il collasso a catena mediante la creazione di percorsi alternativi delle forze interne dopo un danno locale. Per soddisfare tale requisito sono poste le seguenti semplici regole.
- (2) Si raccomanda di realizzare i seguenti tipi di incatenamenti:
- incatenamenti perimetrali;
 - incatenamenti interni;
 - incatenamenti orizzontali di pilastri o muri;
 - dove richiesto, incatenamenti verticali, in particolare in edifici a pannelli.
- (3) Se un edificio è diviso da giunti di dilatazione in corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, si raccomanda che ogni corpo abbia un sistema di incatenamento indipendente.
- (4) Nel progetto degli incatenamenti l'armatura può assumersi agente con la sua resistenza caratteristica e capace di sopportare le forze di trazione definite nei punti successivi.
- (5) Le armature disposte per altre funzioni in pilastri, muri, travi e solai possono ritenersi in parte o del tutto atte ad assolvere le funzioni degli incatenamenti in oggetto.

9.10.2 Dimensionamento degli incatenamenti

9.10.2.1 Generalità

- (1) Gli incatenamenti rappresentano armature minime e non aggiuntive a quelle richieste dall'analisi strutturale.

9.10.2.2 Incatenamenti perimetrali

- (1) Si raccomanda che ad ogni piano ed a livello della copertura sia previsto un incatenamento perimetrale effettivamente continuo entro una fascia di 1,2 m dal bordo. L'incatenamento può contenere armatura utilizzata come parte di un incatenamento interno.
- (2) Si raccomanda che l'incatenamento perimetrale sia in grado di resistere ad una forza di trazione:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (9.15)$$

dove:

$F_{tie,per}$ forza applicata all'incatenamento (qui: trazione);

l_i lunghezza della campata finale.

Nota I valori di q_1 e Q_2 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato di q_1 è 10 kN/m e quello di Q_2 è 70 kN.

- (3) Strutture con bordi interni (quali atri, cortili, ecc.) si raccomanda abbiano, come i bordi esterni, incatenamenti perimetrali che devono essere completamente ancorati.

9.10.2.3

Incatenamenti interni

- (1) Si raccomanda che questi incatenamenti siano posti alla quota dei piani e della copertura in due direzioni approssimativamente perpendicolari. Si raccomanda siano efficacemente continui su tutta la lunghezza ed ancorati agli incatenamenti perimetrali ad entrambe le estremità, a meno che non proseguano come incatenamenti di pilastri o di muri.
- (2) Gli incatenamenti interni possono, in tutto o in parte, essere distribuiti uniformemente nelle piastre o possono essere raggruppati in corrispondenza di travi, muri o in altre posizioni opportune. Si raccomanda che nei muri sono collocati entro 0,5 m dall'estradosso o dall'intradosso della piastra di piano, vedere figura 9.15.
- (3) In ciascuna direzione, si raccomanda che gli incatenamenti interni siano in grado di sopportare una forza di trazione $F_{tie,int}$ (in kilonewton a metro di larghezza).

Nota Il valore di $F_{tie,int}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 20 kN/m.

- (4) In solai senza massetti dove non è possibile distribuire gli incatenamenti trasversalmente alla direzione della campata, gli incatenamenti trasversali possono essere raggruppati lungo i tracciati delle travi. In tal caso la forza minima su una trave interna è:

$$F_{tie} = q_3 (l_1 + l_2)/2 \geq q_4 \quad (9.16)$$

dove:

l_1, l_2 sono le luci delle campate (in metri) delle piastre di solaio poste sui lati della trave (vedere figura 9.15).

Nota I valori di q_3 e q_4 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato di q_3 è 20 kN/m e quello di q_4 è 70 kN.

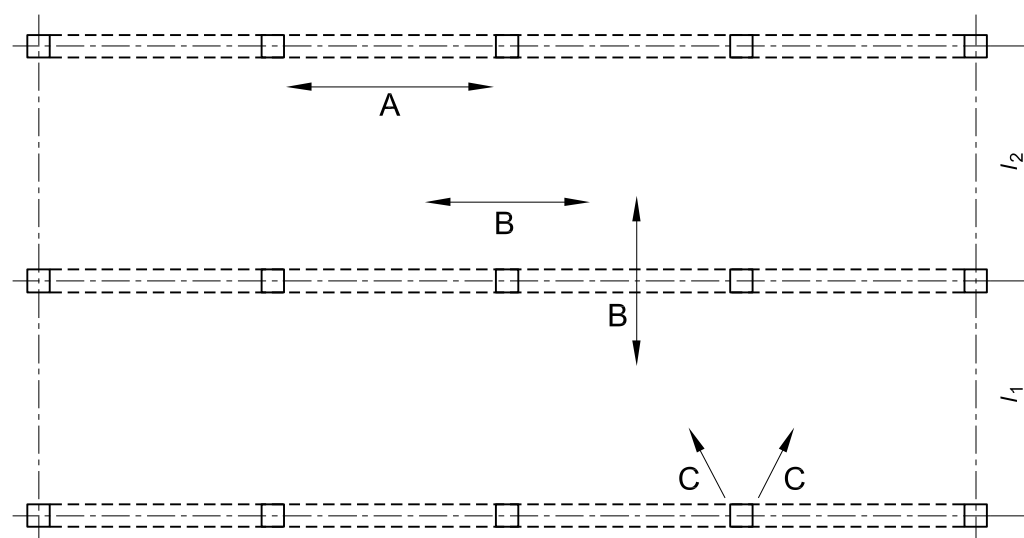
Si raccomanda che gli incatenamenti interni siano collegati a quelli perimetrali in modo da assicurare il trasferimento delle forze.

figura 9.15

Incatenamenti per azioni eccezionali

Legenda

- A Incatenamento perimetrale
- B Incatenamento interno
- C Incatenamento orizzontale di pilastri o muri



9.10.2.4

Incatenamenti orizzontali di pilastri e/o muri

- (1) Si raccomanda che pilastri di bordo e muri siano incatenati orizzontalmente alla struttura ad ogni piano e a livello della copertura.

- (2) Si raccomanda che gli incatenamenti siano in grado di resistere ad una forza di trazione $F_{tie,fac}$ a metro di facciata. Per i pilastri non occorre che la forza sia maggiore di $F_{tie,col}$.

Nota I valori di $F_{tie,fac}$ e $F_{tie,col}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato di $F_{tie,fac}$ è 20 kN/m e quello di $F_{tie,col}$ è 150 kN.

- (3) Si raccomanda che i pilastri d'angolo siano incatenati in due direzioni. In tal caso, l'incatenamento perimetrale si può impiegare come incatenamento orizzontale.

9.10.2.5

Incatenamenti verticali

- (1) In edifici a pannelli di 5 o più piani, si raccomanda che gli incatenamenti verticali siano posizionati nei pilastri e/o nei muri per limitare il danneggiamento prodotto dal collasso di un solaio in caso di rottura per cause eccezionali del pilastro o del muro sottostanti. Si raccomanda che questi incatenamenti facciano parte di un sistema che consenta di scavalcare la zona danneggiata.
- (2) Si raccomanda che gli incatenamenti siano continui dal livello più basso a quello più alto e in grado di portare il carico nella situazione di progetto eccezionale agente sul solaio soprastante il pilastro o il muro venuti meno per cause eccezionali. Possono essere impiegate altre soluzioni per esempio basate sul comportamento a diaframma dei muri restanti e/o sul comportamento membranale dei solai se si può accertare che sussiste l'equilibrio e una sufficiente capacità deformativa.
- (3) Se un pilastro o un muro sono sorretti al loro livello più basso da un elemento che non sia una fondazione (per esempio una trave o una piastra senza nervature) si raccomanda di considerare nel progetto l'eventualità che tale elemento venga meno per cause eccezionali e prevedere un appropriato percorso alternativo dei carichi.

9.10.3

Continuità e ancoraggio degli incatenamenti

- (1)P Si raccomanda che gli incatenamenti nelle due direzioni orizzontali devono essere effettivamente continui e ancorati al perimetro della struttura.
- (2) Gli incatenamenti possono essere collocati interamente all'interno della soletta di calcestruzzo gettata in opera o nei giunti degli elementi prefabbricati. Se gli incatenamenti non sono continui in un piano, si raccomanda di considerare gli effetti flessionali derivanti dalle eccentricità.
- (3) Si raccomanda che gli incatenamenti non siano giuntati per sovrapposizione nei sottili giunti tra elementi prefabbricati. In questi casi si raccomanda di utilizzare ancoraggi meccanici.

SEZIONE 10

REGOLE AGGIUNTIVE PER ELEMENTI E STRUTTURE PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO

10.1

Generalità

- (1)P Le regole contenute in questa sezione si applicano agli edifici realizzati in parte o interamente con elementi prefabbricati di calcestruzzo, e si aggiungono alle regole date nelle altre sezioni. Aspetti aggiuntivi connessi a dettagli costruttivi, produzione e assemblaggio sono coperti da specifiche norme di prodotto.

Nota I punti sono numerati con il numero 10 seguito dal numero della corrispondente sezione principale. I punti di livello inferiore sono numerati in modo consecutivo, senza fare riferimento a sotto-punti di Sezioni precedenti.

10.1.1

Termini particolari utilizzati nella presente Sezione

Elemento prefabbricato: elemento realizzato in uno stabilimento o in un luogo diverso da quello della collocazione definitiva della struttura, protetto dalle condizioni meteorologiche avverse.

Prodotto prefabbricato: elemento prodotto in conformità a una specifica norma CEN.

Elemento composto: elemento che comprende una parte gettata in opera e una parte prefabbricata con o senza armature di collegamento.

Solai con travetti e blocchi: sono formati da nervature (o travi) prefabbricate, in associazione a blocchi, laterizi forati o ad altre forme di riempimento permanenti, con o senza una soletta di calcestruzzo gettata in opera.

Diaframma: elemento piano soggetto a forze agenti nel suo piano; può essere costituito da diversi elementi prefabbricati collegati tra loro.

Incatenamento: nell'ambito di strutture prefabbricate, un incatenamento è un elemento teso, efficacemente continuo, collocato in un solaio, un muro o un pilastro.

Elemento prefabbricato isolato: elemento che, in caso di cedimento, non è accompagnato da altre vie per trasferire i carichi.

Una situazione transitoria nelle costruzioni prefabbricate comprende:

- formatura;
- trasporto alla zona di stoccaggio;
- stoccaggio (condizioni di appoggio e di carico);
- trasporto al cantiere;
- montaggio (sollevamento);
- costruzione (assemblaggio).

10.2

Criteri generali di progettazione strutturale, requisiti fondamentali

- (1)P Nel progetto e nella formulazione dei dettagli costruttivi di elementi e strutture prefabbricati di calcestruzzo, si devono considerare i punti seguenti:
 - situazioni transitorie (vedere punto 10.1.1);
 - appoggi; provvisori e permanenti;
 - unioni e giunti tra elementi.
- (2) Ove sia necessario, si raccomanda di tener conto di effetti dinamici nelle situazioni transitorie. In assenza di un'analisi accurata, si possono moltiplicare gli effetti statici con un opportuno coefficiente (vedere anche le norme di prodotto per tipi specifici di prodotti prefabbricati).
- (3) Dove richiesto, i dispositivi meccanici si raccomanda siano descritti in dettaglio per permettere facilmente l'assemblaggio, l'ispezione e la sostituzione.

10.3

Materiali

10.3.1

Calcestruzzo

10.3.1.1

Resistenza

- (1) Per elementi prefabbricati prodotti in serie, soggetti ad un appropriato sistema di verifica della qualità secondo le norme di prodotto, disponendo dei dati sperimentali della resistenza a trazione del calcestruzzo, si può utilizzare un'analisi statistica dei risultati sperimentali come base per la determinazione della resistenza a trazione da impiegare nelle verifiche agli stati limite di esercizio, in alternativa al prospetto 3.1.
- (2) Possono essere utilizzate classi di resistenza intermedie a quelle del prospetto 3.1.
- (3) In caso di maturazione a vapore di elementi prefabbricati di calcestruzzo, la resistenza a compressione ad un tempo t inferiore a 28 d, $f_{cm}(t)$, può essere valutata con l'espressione (3.1) nella quale il tempo t è sostituito dal tempo corretto in funzione della temperatura ricavato dall'espressione (B.10) dell'appendice B.

Nota

Si raccomanda di limitare il coefficiente $\beta_{cc}(t)$ a 1.

Per effetto della maturazione a vapore si può utilizzare l'espressione (10.1):

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (10.1)$$

dove f_{cmp} è la resistenza media a compressione dopo maturazione a vapore (ossia al rilascio dalla precompressione), misurata sperimentalmente su campioni all'istante t_p ($t_p < t$), sottoposti allo stesso trattamento a vapore degli elementi prefabbricati.

10.3.1.2

Viscosità e ritiro

- (1) In caso di maturazione a vapore di elementi prefabbricati di calcestruzzo, è ammesso stimare i valori delle deformazioni viscosi secondo la funzione di maturazione, espressione (B.10) dell'appendice B.
- (2) Al fine di calcolare le deformazioni viscosi, si raccomanda che l'età del calcestruzzo all'istante di applicazione del carico t_0 (in giorni) nella espressione (B.5) sia sostituita con un'età del calcestruzzo equivalente ottenuta con le espressioni (B.9) e (B.10) dell'appendice B.
- (3) In elementi prefabbricati sottoposti a maturazione a vapore si può ritenere che:
 - a) la deformazione di ritiro non sia significativa durante la fase di maturazione a vapore, e
 - b) il ritiro autogeno sia trascurabile.

10.3.2

Acciaio da precompressione

10.3.2.1

Proprietà tecnologiche dell'acciaio da precompressione

- (1)P Per elementi pre-tesi, si deve considerare l'effetto di temperature crescenti al progredire della maturazione del calcestruzzo sulle perdite per rilassamento.

Nota

Durante l'applicazione della maturazione a vapore il rilassamento è accelerato se si introduce nel contempo una deformazione termica. Successivamente, la velocità di caduta per rilassamento si riduce al termine del trattamento termico.

- (2) Nelle funzioni rilassamento-tempo, date nel punto 3.3.2 (7), si raccomanda di aggiungere un tempo equivalente t_{eq} al tempo dopo la tesatura per tener conto degli effetti del trattamento termico sulle perdite di precompressione dovute al rilassamento dell'acciaio. Il tempo equivalente può essere valutato con l'espressione (10.2):

$$t_{eq} = \frac{1,14}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \Delta t_i \quad (10.2)$$

dove:

t_{eq} è il tempo equivalente (in ore);

$T_{(\Delta t_i)}$ è la temperatura (in gradi centigradi) durante l'intervallo di tempo Δt_i ;

T_{max} è la temperatura massima (in gradi centigradi) durante il trattamento termico.

10.5

Analisi strutturale

10.5.1

Generalità

- (1)P L'analisi deve tener conto:

- del comportamento degli elementi strutturali in tutte le fasi della costruzione, adottando le caratteristiche geometriche e le proprietà di ciascuna fase, e della loro interazione con altri elementi (per esempio, interazione con il calcestruzzo gettato in opera, con altri elementi prefabbricati);
- del comportamento del sistema strutturale influenzato dal comportamento delle unioni tra gli elementi, con particolare riguardo alle reali deformazione e resistenza delle unioni stesse;

- delle incertezze che influenzano i vincoli e le reazioni mutue tra gli elementi e che derivano dalle tolleranze nella geometria e nel posizionamento degli elementi e degli appoggi.
- (2) Gli effetti favorevoli di vincoli orizzontali generati dall'attrito dovuto al peso di tutti gli elementi portati possono essere messi in conto solo in zone non sismiche (adottando $\gamma_{G,inf}$) e se:
- non si fa affidamento unicamente sull'attrito per la stabilità globale della struttura;
 - la disposizione degli appoggi esclude la possibilità di accumulo di scorrimenti irreversibili degli elementi, causati per esempio da una dissimetria di comportamento sotto azioni ripetute (per esempio, effetti di variazioni termiche cicliche, sui bordi di contatto di elementi semplicemente appoggiati);
 - la possibilità di urti significativi è eliminata.
- (3) Nel progetto, si raccomanda che gli effetti di movimenti orizzontali siano considerati dal punto di vista della resistenza della struttura e dell'integrità delle unioni.

10.5.2

Perdite di precompressione

- (1) In caso di maturazione a vapore di elementi prefabbricati di calcestruzzo, la diminuzione di tensione nelle armature da precompressione e la dilatazione impedita del calcestruzzo dovute alla temperatura, inducono una specifica perdita termica ΔP_θ . Questa perdita può essere valutata con l'espressione (10.3):

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) \quad (10.3)$$

dove:

A_p è la sezione delle armature di precompressione;

E_p è il modulo di elasticità delle armature di precompressione;

α_c è il coefficiente di dilatazione termica lineare del calcestruzzo [vedere punto 3.1.3 (5)];

$T_{\max} - T_0$ è la differenza tra la temperatura massima e quella iniziale del calcestruzzo a contatto delle armature di precompressione, in gradi centigradi.

Nota Qualsiasi perdita di precompressione, ΔP_θ , dovuta all'allungamento prodotto dalla maturazione a vapore può essere trascurata se si effettua il preriscaldamento delle armature da precompressione.

10.9

Regole particolari di progetto e di dettagli costruttivi

10.9.1

Momenti di incastro nelle solette

- (1) I momenti di incastro possono essere equilibrati con armature superiori collocate nella soletta di calcestruzzo o nei getti inseriti nei fori dei solai alveolari. Nel primo caso si raccomanda di verificare il taglio orizzontale nell'unione secondo il punto 6.2.5. Nel secondo caso la trasmissione di forze tra il calcestruzzo gettato in opera e l'elemento di solaio alveolare si raccomanda sia verificato secondo il punto 6.2.5. La lunghezza dell'armatura superiore si raccomanda sia in conformità al punto 9.2.1.3.
- (2) Si raccomanda che gli effetti di vincolo non intenzionale in corrispondenza di appoggi di solette semplicemente appoggiate siano assorbiti da armature e/o dettagli costruttivi appositi.

10.9.2

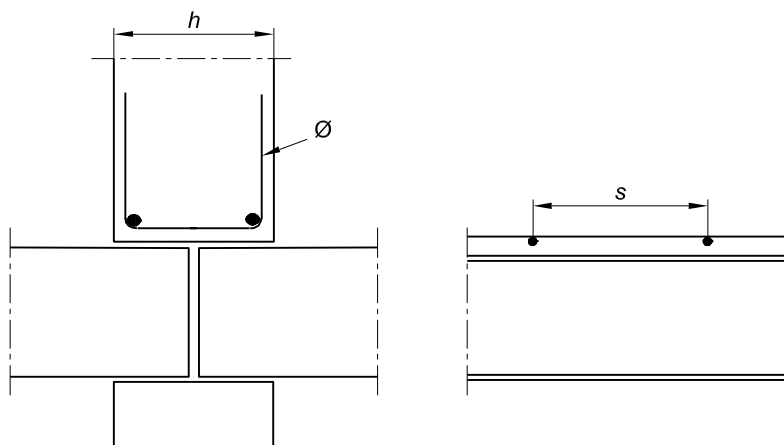
Unioni tra muri e solai

- (1) In muri collocati sopra solette piane, normalmente si raccomanda di prevedere armature per tener conto di possibili eccentricità e concentrazioni del carico verticale alla base del muro. Per i solai vedere punto 10.9.1 (2).
- (2) Non sono necessarie armature specifiche se il carico verticale per unità di lunghezza è $\leq 0,5h \cdot f_{cd}$, essendo h lo spessore del muro, vedere figura 10.1. Il carico può essere aumentato a $0,6h \cdot f_{cd}$ in presenza di armature, disposte come nella figura 10.1, di diametro $\phi \geq 6$ mm e distanza s non maggiore del più piccolo

tra h e 200 mm. Per carichi maggiori, si raccomanda che le armature siano progettate secondo il punto (1). Per il muro sottostante si raccomanda di eseguire una verifica separata.

figura 10.1

Esempio di armatura in un muro posto sopra la connessione di due solette



10.9.3

Solai

- (1)P I dettagli costruttivi dei solai devono essere coerenti con i criteri adottati nell'analisi e nel progetto. Si devono considerare le norme di prodotto corrispondenti.
- (2)P Se è stata considerata la ripartizione trasversale dei carichi tra elementi adiacenti, si devono disporre adeguate unioni a taglio.
- (3)P Si devono considerare gli effetti di possibili gradi di incastro degli elementi prefabbricati, anche se nel progetto sono stati ipotizzati appoggi semplici.
- (4) La trasmissione del taglio nelle unioni può essere ottenuta in diversi modi. Tre tipi principali di unione sono illustrati nella figura 10.2.
- (5) Si raccomanda che la ripartizione trasversale dei carichi si basi su calcoli o prove sperimentali, che tengano conto delle possibili variazioni di carico tra elementi prefabbricati. La forza di taglio trasmessa tra gli elementi di solaio si raccomanda sia presa in considerazione nella progettazione delle unioni e delle parti adiacenti degli elementi stessi (per esempio, al di fuori delle nervature o delle anime).

Per solai soggetti a carichi uniformemente distribuiti, e in assenza di un'analisi più accurata, questa forza di taglio per unità di lunghezza può essere assunta pari a:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (10.4)$$

dove:

q_{Ed} è il valore di progetto del carico variabile (kilonewton al metro quadrato);

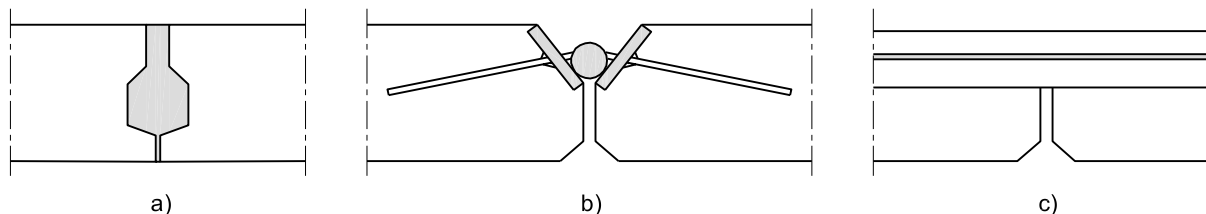
b_e è la larghezza dell'elemento.

figura 10.2

Esempi di connessioni per la trasmissione del taglio

Legenda

- a) Unioni riempite di calcestruzzo o di malta
- b) Unioni saldate o bullonate (come esempio si mostra un tipo di unione saldata)
- c) Soletta di calcestruzzo armata (possono essere necessari connettori verticali di collegamento con la soletta superiore per assicurare il trasferimento del taglio allo stato limite ultimo)



- (6) Se i solai prefabbricati sono progettati per funzionare come diaframmi per trasferire le forze orizzontali alle strutture di controvento, si raccomanda di verificare che:
 - i diaframmi siano calcolati con un modello strutturale realistico che tenga conto della congruenza delle deformazioni degli elementi di controvento;
 - siano presi in considerazione gli effetti di spostamenti orizzontali su tutte le parti della struttura che intervengono nel trasferimento delle azioni orizzontali;
 - i diaframmi siano armati per resistere alle forze di trazione ottenute dal modello strutturale;
 - si tenga conto, nella disposizione delle armature, delle concentrazioni di tensioni intorno alle aperture e in corrispondenza delle unioni.
- (7) Armature trasversali per la trasmissione del taglio attraverso le unioni nel diaframma possono essere concentrate lungo gli appoggi, in modo da formare degli incatenamenti in coerenza con il modello strutturale. Queste armature possono essere posizionate nella soletta di calcestruzzo, se esistente.
- (8) Gli elementi prefabbricati con soletta integrativa di almeno 40 mm possono essere calcolati come travi composte, verificando la forza di scorrimento secondo il punto 6.2.5. Si raccomanda che ogni elemento prefabbricato sia verificato in tutte le fasi della costruzione, prima e dopo la solidarizzazione.
- (9) L'armatura trasversale per la flessione e le altre sollecitazioni può essere posta interamente nella soletta integrativa. Si raccomanda che i dettagli costruttivi siano coerenti con il modello strutturale, per esempio se si assume un comportamento bidirezionale.
- (10) Nelle anime o nervature di piastre isolate (ossia elementi che non sono dotati di unioni a taglio) si raccomanda di disporre armature a taglio come per le travi.
- (11) I solai realizzati con travetti e blocchi, ma senza soletta integrativa, possono essere modellati come solette piene, se sono previste delle nervature trasversali gettate in opera dotate di armature che attraversano le nervature longitudinali prefabbricate, poste a distanza s_T secondo il prospetto 10.1.
- (12) Nel funzionamento a diaframma di solette prefabbricate con unioni di calcestruzzo o malta, si raccomanda che lo scorrimento medio longitudinale v_{Rdi} sia limitato a 0,1 MPa per superfici molto lisce, ed a 0,15 MPa per superfici lisce e scabre. Vedere punto 6.2.5 per la definizione delle superfici.

prospetto 10.1

Distanza massima tra le nervature trasversali, s_T in modo tale che i solai a travetti e blocchi possano essere trattati nell'analisi come solai pieni. s_L = distanza tra le nervature longitudinali, l_L = lunghezza (campata) dei travetti longitudinali, h = spessore del solaio con nervature

Tipo di carico agente	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Residenziale, neve	Non necessario	$s_T \leq 12 h$
Altri	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

10.9.4 Unioni e appoggi di elementi prefabbricati

10.9.4.1 Materiali

- (1)P I materiali utilizzati per le unioni devono essere:
- stabili e durevoli per la vita utile attesa della struttura;
 - compatibili dal punto di vista chimico e fisico;
 - protetti nei confronti di attacchi chimici e fisici aggressivi;
 - resistenti al fuoco al pari della struttura.
- (2)P Gli apparecchi d'appoggio devono avere proprietà di resistenza e deformazione conformi alle ipotesi progettuali.
- (3)P Gli ancoraggi metallici per rivestimenti, in classi ambientali diverse da X0 e XC1 (prospetto 4.1) e non protetti nei riguardi dell'ambiente, devono essere di materiale resistente alla corrosione. Se ispezionabili, si può anche utilizzare materiale rivestito.
- (4)P L'idoneità del materiale deve essere verificata prima di sottoporlo a saldatura, tempra o lavorazioni a freddo.

10.9.4.2 Regole generali per il progetto e i dettagli delle unioni

- (1)P Le unioni devono essere in grado di resistere alle sollecitazioni previste nel progetto, consentire i movimenti necessari e garantire un comportamento robusto della struttura.
- (2)P Devono essere prevenuti rotture e spacchi prematuri del calcestruzzo alle estremità degli elementi, tenendo conto di:
- movimenti relativi tra gli elementi;
 - tolleranze;
 - requisiti di assemblaggio;
 - facilità di esecuzione;
 - facilità di ispezione.
- (3) Le verifiche della resistenza e della rigidezza delle unioni possono basarsi su calcoli, possibilmente assistiti da sperimentazione (per il progetto assistito da sperimentazione, vedere appendice D della EN 1990). Si raccomanda di tener conto delle imperfezioni. Valori di progetto basati su prove sperimentali si raccomanda tengono conto di possibili scostamenti sfavorevoli rispetto alle condizioni di prova.

10.9.4.3 Unioni per la trasmissione di forze di compressione

- (1) Nelle unioni che trasmettono forze di compressione il taglio può essere trascurato se minore del 10% della forza trasmessa.
- (2) Per unioni con materiali di allettamento come malta, calcestruzzo o polimeri, si raccomanda di evitare movimenti relativi tra le superfici da collegare nella fase di indurimento del materiale.
- (3) Si raccomanda che le unioni senza materiali di allettamento (unioni a secco) siano utilizzate solo se si può contare su un'appropriata qualità di esecuzione. La pressione media di appoggio tra superfici piane si raccomanda non sia maggiore di $0,3f_{cd}$. Unioni a secco che includono superfici curve (convesse) si raccomanda siano progettate tenendo in debito conto della geometria.

- (4) Si raccomanda di considerare le tensioni di trazione trasversale negli elementi uniti. Esse possono essere indotte dalle forze di compressione concentrate come indicato nella figura 10.3a, oppure dalla dilatazione di cuscinetti poco rigidi come indicato nella figura 10.3b. Le armature, nel caso a), possono essere calcolate e posizionate secondo il punto 6.5. Le armature, nel caso b), si raccomanda siano posizionate in prossimità delle superfici degli elementi uniti.
- (5) In assenza di modelli più accurati, le armature, nel caso b), possono essere calcolate in conformità all'espressione (10.5):

$$A_s = 0,25 (t/h) F_{Ed} / f_{yd} \quad (10.5)$$

dove:

A_s è l'area di armatura su ciascuna superficie;

t è lo spessore del cuscinetto;

h è la dimensione del cuscinetto nella direzione dell'armatura;

F_{Ed} è la forza di compressione nell'unione.

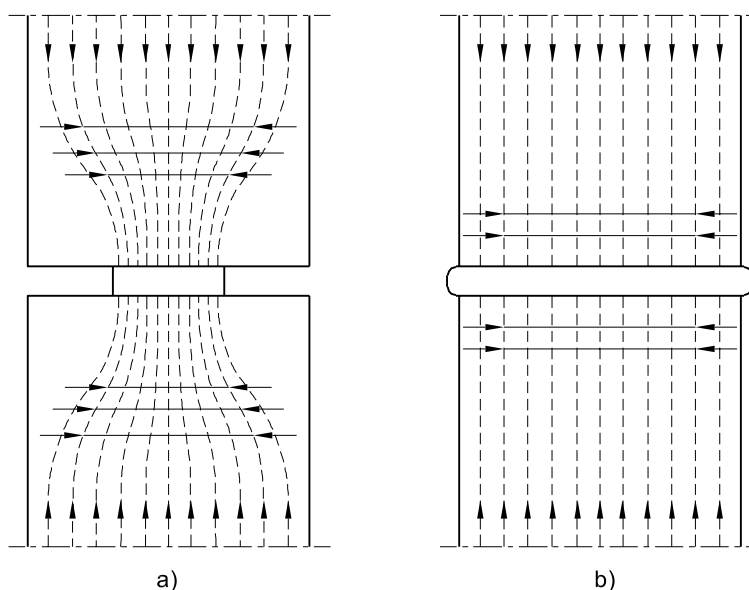
- (6) La massima capacità delle unioni a compressione può essere determinata secondo il punto 6.7, oppure può basarsi sul calcolo, possibilmente assistito da sperimentazione (per il progetto assistito da sperimentazione, vedere EN 1990).

figura 10.3

Forze di trazione trasversali in unioni che trasmettono forze di compressione

Legenda

- a) Appoggio concentrato
b) Dilatazione di cuscinetto poco rigido



10.9.4.4 Unioni per la trasmissione di forze di taglio

- (1) Per la trasmissione del taglio tra due superfici di calcestruzzo, per esempio tra elemento prefabbricato e calcestruzzo gettato in opera, vedere punto 6.2.5.

10.9.4.5 Unioni per la trasmissione di momento flettente o forza normale di trazione

- (1)P Le armature che attraversano l'unione devono essere continue e ancorate negli elementi uniti.
- (2) Per esempio, la continuità può essere ottenuta mediante:
- sovrapposizione di barre;
 - cementazione di armature in fori;
 - cappi di sovrapposizione;

- saldatura di barre o piastre di acciaio;
- precompressione;
- dispositivi meccanici (manicotti filettati o riempiti);
- connettori ribattuti a caldo (manicotti compressi).

10.9.4.6

Giunti a mensola

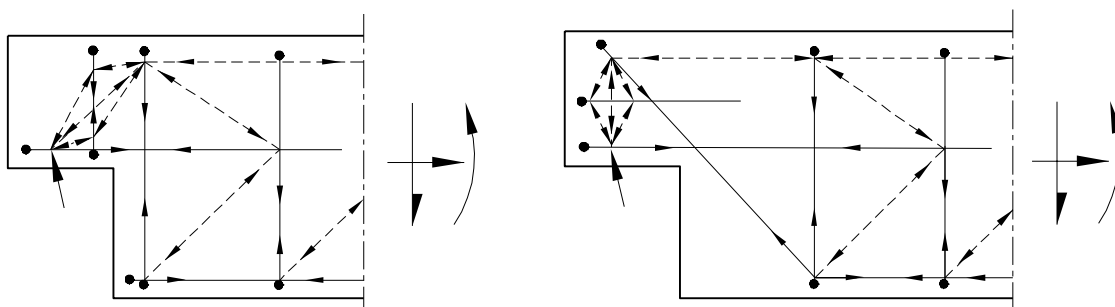
- (1) I giunti a mensola possono essere progettati utilizzando modelli tirante-puntone secondo il punto 6.5. Nella figura 10.4 sono illustrati due modelli alternativi e le disposizioni delle armature. I due modelli possono essere combinati tra loro.

Nota

La figura mostra solo gli elementi principali dei modelli tirante-puntone.

figura 10.4

Modelli indicativi per le armature di giunti a mensola



10.9.4.7

Ancoraggio delle armature sugli appoggi

- (1) Si raccomanda che le armature degli elementi portanti e portati siano progettate per garantirne l'ancoraggio in ciascun nodo, tenendo conto delle tolleranze. Un esempio è mostrato nella figura 10.5.

La lunghezza efficace di appoggio a_1 è definita da una distanza d' (vedere figura 10.5) misurata a partire dal bordo di ciascun elemento, dove:

$d'_1 = c_1 + \Delta a_1$ con cappi orizzontali o altri dispositivi di ancoraggio d'estremità;

$d'_1 = c_1 + \Delta a_1 + r_1$ con barre piegate in verticale.

dove:

c_1 è il ricoprimento di calcestruzzo;

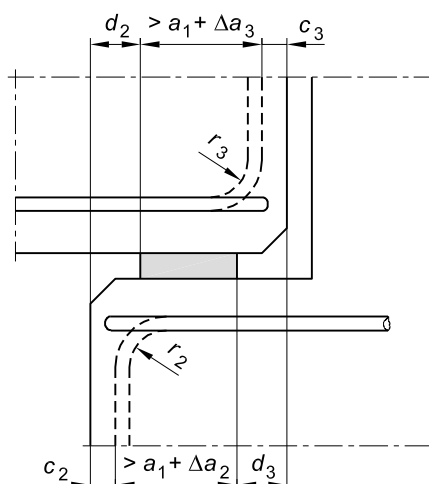
Δa_1 è una tolleranza [vedere punto 10.9.5.2 (1)];

r_1 è il raggio di curvatura.

Vedere figura 10.5 e punto 10.9.5.2 (1) per le definizioni di Δa_2 o Δa_3 .

figura 10.5

Esempio del dettaglio costruttivo dell'armatura di un appoggio



10.9.5

Apparecchi d'appoggio

10.9.5.1

Generalità

- (1)P Il buon funzionamento degli apparecchi d'appoggio deve essere assicurato dalle armature degli elementi uniti, dalla limitazione delle tensioni negli apparecchi d'appoggio e da misure che tengano conto dei movimenti o dei vincoli.
- (2)P Nel caso di apparecchi d'appoggio che non consentono scorrimenti o rotazioni senza vincoli significativi, si deve tener conto, nel progetto degli elementi uniti, delle azioni indotte da viscosità, ritiro, variazioni di temperatura, disallineamenti, difetti di verticalità, ecc.
- (3) Gli effetti relativi al punto (2)P possono richiedere armature trasversali negli elementi portanti e portati, e/o armature di continuità per tenere insieme gli elementi. Tali effetti possono influenzare anche il calcolo delle armature principali.
- (4)P Gli apparecchi d'appoggio devono essere dimensionati e progettati in modo da assicurare un corretto posizionamento, tenendo conto delle tolleranze di produzione e di assemblaggio.
- (5)P Si deve tenere conto possibili effetti dovuti agli ancoraggi delle armature di precompressione e delle nicchie.

10.9.5.2

Apparecchi d'appoggio per elementi connessi (non isolati)

- (1) La lunghezza nominale a di un appoggio semplice, come mostrato nella figura 10.6, può essere calcolata come:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad (10.7)$$

dove:

- a_1 è la lunghezza netta dell'appoggio, con riferimento alla tensione dell'appoggio $a_1 = F_{Ed} / (b_1 f_{Rd})$, non minore dei valori minimi dati nel prospetto 10.2;
- F_{Ed} è il valore di progetto della reazione d'appoggio;
- b_1 è la larghezza dell'appoggio dell'elemento, vedere punto (3);
- f_{Rd} è il valore di progetto della resistenza dell'appoggio, vedere punto (2);
- a_2 è la distanza dal bordo libero dell'elemento portante, vedere figura 10.6 e prospetto 10.3;
- a_3 è la distanza simile riferita all'elemento portato, vedere figura 10.6 e prospetto 10.4.

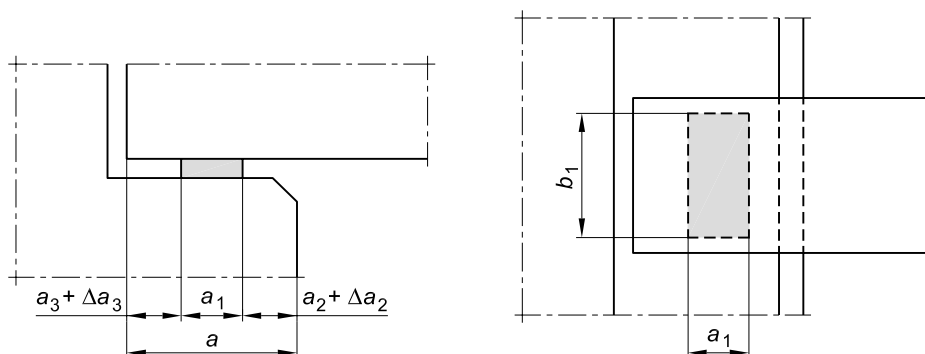
figura 10.6

Esempio di apparecchio d'appoggio e definizioni

Legenda

Δa_2 è la tolleranza ammessa sulla distanza tra gli elementi portanti, vedere prospetto 10.5

Δa_3 è la tolleranza ammessa sulla lunghezza dell'elemento portato, $\Delta a_3 = l_n/2 \cdot 500$, l_n è la lunghezza dell'elemento



prospetto 10.2

Valore minimo di a_1 in millimetri

Pressione relativa nell'apparecchio di appoggio, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Appoggi lineari (solai, coperture)	25	30	40
Solai con nervature e arcarecci	55	70	80
Appoggi concentrati (travi)	90	110	140

prospetto 10.3

Distanza a_2 (millimetri) assunta inefficace dal bordo libero per l'elemento portante. Si raccomanda di utilizzare un cuscinetto di calcestruzzo nei casi (-)

Materiale del supporto e tipo di appoggio	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15 - 0,4	$> 0,4$
Acciaio	lineare	0	0	10
	concentrato	5	10	15
Calcestruzzo armato $\geq C30$	lineare	5	10	15
	concentrato	10	15	25
Calcestruzzo non armato e armato $< C30$	lineare	10	15	25
	concentrato	20	25	35
Muratura di laterizio	lineare	10	15	(-)
	concentrato	20	25	(-)

prospetto 10.4

Distanza a_3 (millimetri) assunta inefficace dall'estremità libera per l'elemento portato

Particolare costruttivo dell'armatura	Appoggio	
	Lineare	Concentrato
Barre continue sopra l'appoggio (con incastro o senza)	0	0
Barre diritte, cappi orizzontali, vicino all'estremità dell'elemento	5	15, ma non minore del copriferro di estremità
Armature di precompressione o barre diritte di ripresa all'estremità dell'elemento	5	15
Uncini verticali	15	copriferro di estremità + raggio di curvatura interno

prospetto 10.5

Tolleranza Δa_2 ammessa sulla distanza netta tra le facce degli appoggi. l = lunghezza della campata

Materiale del supporto	Δa_2
Acciaio o calcestruzzo prefabbricato	$10 \leq l/1\ 200 \leq 30\text{ mm}$
Muratura o calcestruzzo gettato in opera	$15 \leq l/1\ 200 + 5 \leq 40\text{ mm}$

- (2) In assenza di altre specifiche, si possono utilizzare i seguenti valori della resistenza di appoggio:

$$f_{Rd} = 0,4\ f_{cd} \text{ per unioni a secco [vedere punto 10.9.4.3 (3) per la definizione];}$$

$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85\ f_{cd} \text{ in tutti gli altri casi;}$$

dove:

f_{cd} è il minore tra il valore di progetto della resistenza dell'elemento portato e di quello dell'elemento portante;

f_{bed} è la resistenza di progetto del materiale di allettamento.

- (3) Se si adottano misure per ottenere una distribuzione uniforme della pressione di appoggio, per esempio con malta, neoprene o cuscinetti simili, la larghezza di appoggio di progetto b_1 può essere assunta pari alla larghezza di appoggio reale. Altrimenti, e in assenza di analisi più accurate, si raccomanda che b_1 sia non maggiore di 600 mm.

10.9.5.3

Apparecchi d'appoggio per elementi isolati

- (1)P La lunghezza nominale deve essere di 20 mm maggiore rispetto a quella degli elementi non isolati.
- (2)P Se l'apparecchio d'appoggio consente movimenti, la lunghezza netta di appoggio deve essere aumentata per permettere i possibili movimenti.
- (3)P Se un elemento è collegato con incatenamenti ad un livello diverso da quello del suo appoggio, la lunghezza netta di appoggio a_1 deve essere aumentata per tener conto dell'effetto di possibili rotazioni attorno al punto di attacco.

10.9.6

Fondazioni a pozzetto

10.9.6.1

Generalità

- (1)P I pozzetti di calcestruzzo devono essere in grado di trasmettere azioni verticali, momenti flettenti e azioni di taglio orizzontali dai pilastri al suolo. I pozzetti devono essere abbastanza ampi da permettere un buon riempimento di calcestruzzo al di sotto ed intorno al pilastro.

10.9.6.2

Pozzetti con superfici indentate

- (1) I pozzetti realizzati espressamente con indentature o chiavi di taglio possono considerarsi reagenti monoliticamente con il pilastro.
- (2) Se si verifica una trasmissione di trazioni verticali indotte da momento flettente, occorre una particolare attenzione ai dettagli della sovrapposizione delle armature di pilastro e fondazione, provvedendo che le barre sovrapposte siano separate. Si raccomanda che la lunghezza di sovrapposizione secondo il punto 8.7 sia aumentata almeno della distanza orizzontale tra le barre del pilastro e della fondazione [vedere figura 10.7 (a)]. Si raccomanda di disporre adeguate armature orizzontali per il tratto di sovrapposizione.
- (3) Si raccomanda che la verifica a punzonamento sia svolta come per le unioni monolitiche pilastro/fondazione secondo il punto 6.4, come illustrato nella figura 10.7 (a), a condizione che sia assicurata la trasmissione del taglio tra la colonna e la fondazione. In caso contrario il progetto a punzonamento si raccomanda sia sviluppato come nel caso di pozzetto a superfici lisce.

10.9.6.3

Pozzetti con superfici lisce

- (1) Si può ritenere che le forze e i momenti siano trasferiti dal pilastro alla fondazione mediante forze di compressione F_1 , F_2 e F_3 attraverso il riempimento di calcestruzzo e le corrispondenti forze di attrito, come illustrato nella figura 10.7 (b). Questo modello richiede che sia:

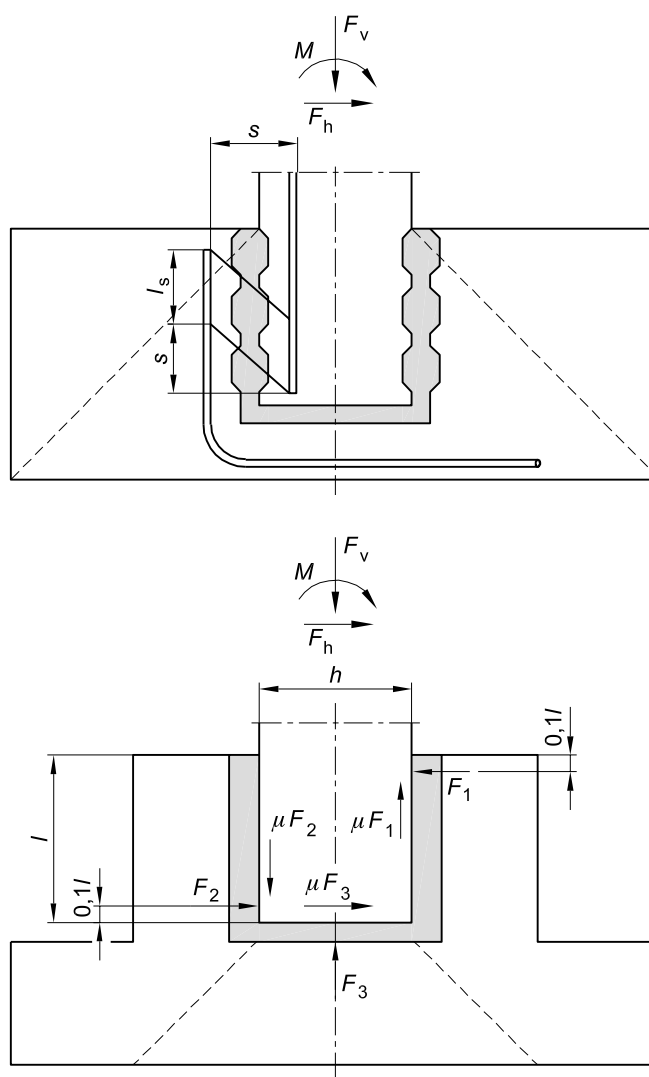
$$l \geq 1,2 h.$$

figura 10.7

Fondazioni a pozzetto

Legenda

- a) Con superficie di collegamento indentata
b) Con superficie di collegamento liscia



- (2) Si raccomanda che il coefficiente di attrito sia assunto non maggiore di $\mu = 0,3$.
- (3) Si raccomanda di prestare particolare attenzione a:
- dettagli costruttivi dell'armatura per l'azione di F_1 al bordo superiore delle pareti del pozzetto;
 - trasferimento di F_1 , applicata lungo le pareti laterali, al basamento;
 - ancoraggio dell'armatura principale nel pilastro e nelle pareti del pozzetto;
 - resistenza a taglio del pilastro nel pozzetto;

- resistenza a punzonamento della piastra di base sotto l'azione delle sollecitazioni del pilastro, nel calcolo si può tener conto del calcestruzzo strutturale gettato in opera sotto l'elemento prefabbricato.

10.9.7

Sistemi di incatenamento

- (1) Per elementi piani caricati nel loro piano, per esempio nel caso di muri e solai funzionanti come diaframmi, l'interazione necessaria può essere ottenuta collegando insieme la struttura mediante incatenamenti perimetrali e/o interni.

Lo stesso incatenamento può anche servire per prevenire collassi progressivi secondo il punto 9.10.

SEZIONE 11

STRUTTURE DI CALCESTRUZZO CON AGGREGATI LEGGERI

11.1

Generalità

- (1)P La presente Sezione fornisce requisiti aggiuntivi per calcestruzzi con aggregati leggeri (LWAC). Si fa riferimento ad altre Sezioni (da 1 a 10 e 12) e alle appendici del presente documento.

Nota I titoli dei punti sono numerati con il numero 11 seguito dal numero della corrispondente Sezione principale. I titoli dei punti di livello inferiore sono numerati in modo consecutivo, senza fare riferimento a sotto punti delle Sezioni precedenti. Se sono fornite alternative per espressioni, figure o prospetti di altre sezioni, anche i numeri di riferimento originali sono preceduti dal numero 11.

11.1.1

Scopo e campo di applicazione

- (1)P Tutti i punti delle Sezioni da 1 a 10 e 12 sono generalmente applicabili, a meno che non siano sostituiti da punti specifici dati nella presente Sezione. In generale, se si utilizzano nelle espressioni i valori di resistenza derivanti dal prospetto 3.1, tali valori devono essere sostituiti da quelli corrispondenti al calcestruzzo leggero, dati nel prospetto 11.3.1 della presente Sezione.
- (2)P La Sezione 11 si applica a tutti i calcestruzzi a struttura chiusa prodotti con aggregati leggeri di origine naturale o artificiale, a meno che esperienze affidabili non indichino che si possono adottare con sicurezza prescrizioni diverse da quelle qui riportate.
- (3) La presente Sezione non si applica a calcestruzzi aerati, maturati in autoclave oppure in modo tradizionale, né a calcestruzzi a struttura aperta confezionati con aggregati leggeri.
- (4)P Il calcestruzzo con aggregati leggeri è un calcestruzzo a struttura chiusa e massa volumica non maggiore di $2\,200\text{ kg/m}^3$ prodotto con o contenente una quantità di aggregati leggeri artificiali o naturali aventi massa volumica delle singole particelle minore di $2\,000\text{ kg/m}^3$.

11.1.2

Simboli particolari

- 1(P) Per i calcestruzzi leggeri si utilizzano i seguenti simboli particolari:

LC le classi di resistenza dei calcestruzzi con aggregati leggeri sono precedute dal simbolo LC;

η_E è un coefficiente di conversione per calcolare il modulo di elasticità;

η_1 è un coefficiente per determinare la resistenza a trazione;

η_2 è un coefficiente per determinare il coefficiente di viscosità;

η_3 è un coefficiente per determinare il ritiro per essiccamento;

ρ è la massa volumica, dopo essiccamento in stufa, di calcestruzzi con aggregati leggeri in kilogrammo al metro cubo.

Per le proprietà meccaniche si utilizza un pedice aggiuntivo / (leggero).

11.2 Criteri generali di progettazione

1(P) La Sezione 2 è valida per calcestruzzi leggeri senza modifiche.

11.3 Materiali

11.3.1 Calcestruzzo

(1)P Nella EN 206-1 i calcestruzzi con aggregati leggeri sono classificati in funzione della loro massa volumica come illustrato nel prospetto 11.1. In aggiunta, questo prospetto fornisce le corrispondenti masse volumiche per calcestruzzo non armato e armato con percentuali di armatura normali che possono essere utilizzate nel progetto per calcolare il peso proprio o il carico permanente portato. In alternativa, la massa volumica può essere specificata come valore di riferimento.

(2) In alternativa, si può calcolare il contributo delle armature alla massa volumica.

prospetto 11.1

Classi di massa volumica e corrispondenti masse volumiche di calcestruzzi con aggregati leggeri (LWAC) secondo la EN 206-1

Classi di massa volumica		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Massa volumica (kg/m ³)		801-1 000	1 001-1 200	1 201-1 400	1 401-1 600	1 601-1 800	1 801-2 000
Massa volumica (kg/m ³)	Calcestruzzo non armato	1 050	1 250	1 450	1 650	1 850	2 050
	Calcestruzzo armato	1 150	1 350	1 550	1 750	1 950	2 150

(3) La resistenza a trazione di calcestruzzi con aggregati leggeri può essere ottenuta moltiplicando i valori di f_{ct} dati nel prospetto 3.1 per un coefficiente:

$$\eta_1 = 0,40 + 0,60\rho / 2\,200 \quad (11.1)$$

dove:

ρ è il limite superiore della massa volumica per la classe corrispondente in conformità al prospetto 11.1.

11.3.2 Deformazione elastica

(1) Una stima del valore medio del modulo secante E_{lcm} di calcestruzzi con aggregati leggeri può essere ottenuta moltiplicando i valori del prospetto 3.1, relativi a calcestruzzi di massa volumica normale, per il coefficiente seguente:

$$\eta_E = (\rho/2\,200)^2 \quad (11.2)$$

dove:

ρ indica la massa volumica dopo essiccamento in stufa in conformità alla Sezione 4 della EN 206-1 (vedere prospetto 11.1).

Se sono necessari dati accurati, per esempio quando le inflessioni sono molto importanti, si raccomanda di eseguire prove sperimentali per determinare i valori di E_{lcm} in conformità alla ISO 6784.

Nota

L'appendice nazionale di uno Stato può rimandare a informazioni complementari non contrastanti.

(2) Il coefficiente di dilatazione termica di calcestruzzi con aggregati leggeri dipende principalmente dal tipo di aggregato utilizzato e varia entro un esteso intervallo tra circa $4 \cdot 10^{-6}/K$ e $14 \cdot 10^{-6}/K$.

Ai fini del calcolo, se la dilatazione termica non è molto importante, il coefficiente di dilatazione termica può assumersi pari a $8 \cdot 10^{-6}/K$.

Nel progetto non occorre considerare le differenze tra i coefficienti di dilatazione termica di acciaio e calcestruzzo con aggregati leggeri.

prospetto 11.3.1

Caratteristiche di tensione e deformazione di calcestruzzi leggeri

Classi di resistenza di calcestruzzi leggeri														Relazione analitica/Spiegazione
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{\text{ck,cube}}$ (MPa)	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{ctm} (MPa)	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Per $f_{\text{ck}} \geq 20$ MPa $f_{\text{ctm}} = f_{\text{ck}} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	$f_{\text{ctm}} = f_{\text{ctm}} \cdot \eta_1$													$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 200$
$f_{\text{ctk},0,05}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,05} = f_{\text{ctk},0,05} \cdot \eta_1$													Frattile 5%
$f_{\text{ctk},0,95}$ (MPa)	$f_{\text{ctk},0,95} = f_{\text{ctk},0,95} \cdot \eta_1$													Frattile 95%
E_{cm} (GPa)	$E_{\text{cm}} = E_{\text{cm}} \cdot \eta_E$													$\eta_E = (\rho / 200)^2$
ε_{c1} (‰)	$k f_{\text{ctm}} / (E_{\text{cm}} - \eta_E)$ $k = 1,1$ per calcestruzzi con aggregati leggeri a base di sabbia $k = 1,0$ per calcestruzzi con aggregati leggeri di ogni tipo													vedere figura 3.2
ε_{cu1} (‰)	ε_{c1}													vedere figura 3.2
ε_{c2} (‰)	2,0													vedere figura 3.3
ε_{cu2} (‰)	3,5 η_1													vedere figura 3.3 $ \varepsilon_{\text{cu2}} \geq \varepsilon_{\text{c2}} $
η	2,0													
ε_{c3} (‰)	1,75													vedere figura 3.4
ε_{cu3} (‰)	3,5 η_1													vedere figura 3.4 $ \varepsilon_{\text{cu3}} \geq \varepsilon_{\text{c3}} $

11.3.3

Viscosità e ritiro

- (1) Per calcestruzzi con aggregati leggeri il coefficiente di viscosità j può essere assunto pari al valore relativo a calcestruzzi di massa volumica normale moltiplicato per un coefficiente $(\rho / 200)^2$.

Si raccomanda di moltiplicare le deformazioni viscosi così ottenute per un coefficiente, η_2 , dato da:

$$\eta_2 = 1,3 \text{ per } f_{\text{ck}} \leq \text{LC}16/18$$

$$= 1,0 \text{ per } f_{\text{ck}} \geq \text{LC}20/22$$

- (2) Per calcestruzzi con aggregati leggeri, i valori finali del ritiro per essiccamento possono essere ottenuti moltiplicando i valori relativi a calcestruzzi di massa volumica normale dati nel prospetto 3.2 per un coefficiente, η_3 , dato da:

$$\eta_3 = 1,5 \text{ per } f_{\text{ck}} \leq \text{LC}16/18$$

$$= 1,2 \text{ per } f_{\text{ck}} \geq \text{LC}20/22$$

- (3) Le espressioni (3.11), (3.12) e (3.13), che forniscono informazioni per il ritiro autogeno, danno i valori massimi per calcestruzzi con aggregati leggeri, se non è ceduta acqua dall'aggregato alla microstruttura in fase di essiccamento. Se si utilizzano aggregati saturi di acqua, o anche parzialmente saturi, i valori di ritiro autogeno sono considerevolmente ridotti.

11.3.4

Relazioni tensione-deformazione per analisi strutturale non lineare

- (1) Si raccomanda che per calcestruzzi con aggregati leggeri i valori ε_{c1} e ε_{cu1} dati nella figura 3.2 siano sostituiti da ε_{c1} e ε_{cu1} dati nel prospetto 11.3.1.

11.3.5

Resistenze di progetto a compressione e trazione

(1)P Il valore di progetto della resistenza a compressione è definita come:

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} f_{lck} / \gamma_C \quad (11.3.15)$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo, vedere punto 2.4.2.4, e α_{lcc} è un coefficiente secondo il punto 3.1.6 (1)P.

Nota Il valore di α_{lcc} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.

(2)P Il valore di progetto della resistenza a trazione è definito come:

$$f_{lctd} = \alpha_{lct} f_{lctk} / \gamma_C \quad (11.3.16)$$

dove:

γ_C è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo, vedere punto 2.4.1.4, e α_{lct} è un coefficiente secondo il punto 3.1.6 (2)P.

Nota Il valore di α_{lct} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.

11.3.6

Relazioni tensione-deformazione per il progetto delle sezioni

- (1) Si raccomanda che per calcestruzzi con aggregati leggeri i valori ε_{c2} e ε_{cu2} dati nella figura 3.3 siano sostituiti da ε_{lc2} e ε_{lcu2} dati nel prospetto 11.3.1.
- (2) Si raccomanda che per calcestruzzi con aggregati leggeri i valori ε_{c3} e ε_{cu3} dati nella figura 3.4 siano sostituiti da ε_{lc3} e ε_{lcu3} dati nel prospetto 11.3.1.

11.3.7

Calcestruzzo confinato

- (1) In mancanza di dati più precisi, si può utilizzare la relazione tensione-deformazione mostrata nella figura 3.6, aumentando la resistenza caratteristica e le deformazioni secondo:

$$f_{lck,c} = f_{lck} (1,0 + k \sigma_2 / f_{lck}) \quad (11.3.24)$$

Nota Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è:

- 1,1 per calcestruzzi con aggregati leggeri con sabbia come aggregato fine;
- 1,0 per calcestruzzi con aggregati leggeri (fini e grossi).

$$\varepsilon_{lc2,c} = \varepsilon_{lc2} (f_{lck,c} / f_{lck})^2 \quad (11.3.26)$$

$$\varepsilon_{lcu2,c} = \varepsilon_{lcu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{lck} \quad (11.3.27)$$

dove:

ε_{lc2} e ε_{lcu2} si ottengono dal prospetto 11.3.1.

11.4

Durabilità e ricoprimento delle armature

11.4.1

Condizioni ambientali

- (1) Per calcestruzzi con aggregati leggeri, con riferimento al prospetto 4.1, si possono adottare le stesse classi di esposizione come per calcestruzzi di massa volumica normale.

11.4.2

Ricoprimento e proprietà del calcestruzzo

- (1)P Per calcestruzzi con aggregati leggeri i valori di ricoprimento minimo dati nel prospetto 4.2 devono essere aumentati di 5 mm.

11.5 Analisi strutturale

11.5.1 Capacità di rotazione

Nota Per calcestruzzi con aggregati leggeri si raccomanda che il valore di $\theta_{pl,d}$, come mostrato nella figura 5.6N, sia moltiplicato per il coefficiente $\varepsilon_{lcu2}/\varepsilon_{cu2}$.

11.6 Stati limite ultimi

11.6.1 Elementi che non richiedono armature a taglio

- (1) Il valore di progetto della resistenza a taglio di un elemento di calcestruzzo con aggregati leggeri senza armatura a taglio $V_{IRd,c}$ si ottiene dalla relazione:

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (11.6.2)$$

dove:

η_1 è definito nell'espressione (11.1), f_{lck} è dato nel prospetto 11.3.1; e

σ_{cp} è la tensione media di compressione sulla sezione dovuta a forza assiale e precompressione.

Nota I valori di $C_{IRd,c}$, $v_{l,min}$ e k_1 da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per C_{IRd} è 0,15/ γ_c , per $v_{l,min}$ è 0,28 $k^{3/2} f_{lck}^{-1/2}$ e per k_1 è 0,15.

prospetto 11.6.1N Valori di $v_{l,min}$ per dati valori di d e f_{lck}

d (mm)	$v_{l,min}$ (Mpa)						
	f_{lck} (Mpa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,23	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
1 000	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

- (2) Si raccomanda che lo sforzo di taglio, V_{Ed} , calcolato senza riduzione β [vedere punto 6.2.2 (6)] soddisfi sempre la condizione:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v_1 f_{lck} \quad (11.6.5)$$

dove:

η_1 è in conformità al punto 11.6.1 (1);

v_1 è in conformità al punto 11.6.2 (1).

11.6.2 Elementi che richiedono armature a taglio

- (1) Il coefficiente di riduzione per la resistenza a schiacciamento dei puntoni di calcestruzzo è v_1 .

Nota Il valore di v_1 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato si ottiene da:

$$v_1 = 0,50 (1 - f_{lck}/250) \quad (11.6.6N)$$

11.6.3 Torsione

11.6.3.2 Procedimento di calcolo

- (1) Nell'espressione (6.30) per calcestruzzi con aggregati leggeri v è preso pari a v_1 secondo il punto 11.6.2 (1).

11.6.4 Punzonamento

11.6.4.1 Resistenza a punzonamento di solette o fondazioni di pilastri senza armatura a taglio

- (1) La resistenza a punzonamento per unità di superficie di solette di calcestruzzo con aggregati leggeri si ottiene da:

$$V_{Rd,c} = C_{IRd,c} k \eta_1 (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + k_2 \sigma_{cp} \geq (\eta_1 v_{l,min} + k_2 \sigma_{cp}) \quad (11.6.47)$$

dove:

η_1 è definito nell'espressione (11.1);

$C_{IRd,c}$ vedere punto 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ vedere punto 11.6.1 (1).

Nota Il valore di k_2 da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,08.

- (2) La resistenza a punzonamento, V_{Rd} , di fondazioni di pilastri di calcestruzzo con aggregati leggeri si ottiene da:

$$V_{Rd,c} = C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} 2 d/a \geq \eta_1 v_{l,min} 2 d/a \quad (11.6.50)$$

dove:

η_1 è definito nell'espressione (11.1);

$\rho_1 \geq 0,005$;

$C_{IRd,c}$ vedere punto 11.6.1 (1);

$v_{l,min}$ vedere punto 11.6.1 (1).

11.6.4.2 Resistenza a punzonamento di solette o fondazioni di pilastri con armatura a taglio

- (1) Se l'armatura a taglio è necessaria, la resistenza a punzonamento è data da:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 v_{IRd,c} + 1,5 \left(\frac{d'}{s_r} \right) \left(\frac{1}{u_1 d} \right) A_{sw} f_{ywd,eff} \sin \alpha \quad (11.6.52)$$

dove:

$v_{IRd,c}$ è definito dall'espressione pertinente, o (11.6.47) o (11.6.50).

- (2) La resistenza al punzonamento in prossimità di un pilastro è limitata a un valore massimo pari a:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{IRd,max} = 0,5 v f_{lcd} \quad (11.6.53)$$

dove:

v è preso pari a v_1 definito al punto 11.6.2 (1).

11.6.5 Aree parzialmente caricate

- (1) Per una distribuzione di carico uniforme su un'area A_{c0} (vedere figura 6.29) la forza di compressione ultima può essere determinata come segue:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{lcd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{\frac{p}{4 \cdot 400}} \leq 3,0 \cdot f_{lcd} \cdot A_{c0} \left(\frac{p}{2 \cdot 200} \right) \quad (11.6.63)$$

11.6.6 Fatica

- (1) Per verifiche a fatica di elementi realizzati con calcestruzzi con aggregati leggeri sono necessarie considerazioni particolari. Si raccomanda di fare riferimento a un Benestare Tecnico Europeo.

- 11.7 Stati limite di esercizio**
- (1)P Si raccomanda che i rapporti di base luce/altezza utile per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale, dati nel punto 7.4.2, siano ridotti con un coefficiente $\eta_E^{0,15}$ se applicati a calcestruzzi con aggregati leggeri.
- 11.8 Dettagli costruttivi per l'armatura - Generalità**
- 11.8.1 Diametri ammissibili del mandrino per barre piegate**
- (1) Per calcestruzzi con aggregati leggeri si raccomanda che i diametri del mandrino, relativi a calcestruzzi di massa volumica normale dati nel punto 8.3 necessari per evitare la rottura del calcestruzzo in corrispondenza di piegature, forcelle e cappi, siano aumentati del 50%.
- 11.8.2 Tensione ultima di aderenza**
- (1) Il valore di progetto della tensione ultima di aderenza per barre inserite in calcestruzzo con aggregati leggeri può essere calcolato utilizzando l'espressione 8.2, sostituendo il valore f_{lctd} in luogo di f_{ctd} , essendo $f_{lctd} = f_{lctk,0,05}/\gamma_C$. I valori di $f_{lctk,0,05}$ si trovano nel prospetto 11.3.1.
- 11.9 Dettagli costruttivi per gli elementi e regole particolari**
- (1) Si raccomanda che il diametro di barre inserite in calcestruzzi con aggregati leggeri sia non maggiore di 32 mm. I gruppi di barre in calcestruzzi con aggregati leggeri si raccomanda non siano costituiti da più di due barre e il diametro equivalente si raccomanda non sia maggiore di 45 mm.
- 11.10 Regole aggiuntive per elementi e strutture prefabbricati**
- (1)P La Sezione 10 può essere applicata ai calcestruzzi con aggregati leggeri senza modifiche.
- 11.12 Strutture di calcestruzzo non armato o debolmente armato**
- (1)P La Sezione 12 può essere applicata ai calcestruzzi con aggregati leggeri senza modifiche.

SEZIONE 12

STRUTTURE DI CALCESTRUZZO NON ARMATO O DEBOLMENTE ARMATO

12.1 Generalità

- (1)P La presente Sezione fornisce regole aggiuntive per strutture di calcestruzzo non armato o per strutture in cui l'armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato.

Nota I titoli dei punti sono numerati con il numero 12 seguito dal numero della corrispondente Sezione principale. I punti di livello inferiore sono numerati in modo consecutivo, senza fare riferimento a sotto titoli di Sezioni precedenti.

- (2) La presente Sezione si applica a elementi per i quali gli effetti di azioni dinamiche possono essere trascurati. Non si applica agli effetti come quelli indotti da macchine rotanti o carichi dovuti a traffico. Esempi di tali elementi comprendono:
- elementi soggetti principalmente a compressione ma non indotta da precompressione, per esempio muri, pilastri, archi, volte e gallerie;
 - fondazioni lineari e a plinti;
 - muri di sostegno;
 - pali di diametro ≥ 600 mm e con $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

- (3) Per elementi realizzati con calcestruzzi alleggeriti a struttura chiusa secondo la Sezione 11 o elementi e strutture di calcestruzzo prefabbricato trattati nel presente Eurocodice, si raccomanda che le regole di progetto siano modificate di conseguenza.
- (4) Elementi di calcestruzzo non armato non escludono la disposizione di armature di acciaio necessarie per soddisfare requisiti di esercizio e/o di durabilità, né armature in certe parti degli elementi. Queste armature possono essere prese in conto per verifiche locali allo stato limite ultimo e per verifiche allo stato limite di esercizio.

12.3

Materiali

12.3.1

Calcestruzzo: criteri di progetto aggiuntivi

- (1) A causa della minore duttilità del calcestruzzo non armato si raccomanda che i valori di $\alpha_{cc,pl}$ e $\alpha_{ct,pl}$ siano minori di quelli α_{cc} e α_{ct} relativi al calcestruzzo armato.

Nota I valori di $\alpha_{cc,pl}$ e $\alpha_{ct,pl}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per entrambi è 0,8.
- (2) Se si considerano le tensioni di trazione per la resistenza di progetto di elementi di calcestruzzo non armato, il diagramma tensione-deformazione (vedere punto 3.1.7) può essere esteso fino alla resistenza a trazione di progetto utilizzando l'espressione (3.16) oppure una relazione lineare.

$$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} f_{ctk,0,05}/\gamma_C \quad (12.1)$$
- (3) I metodi della meccanica della frattura possono essere utilizzati a condizione che si possa dimostrare che essi portano ai livelli di sicurezza richiesti.

12.5

Analisi strutturale: stati limite ultimi

- (1) Poiché gli elementi di calcestruzzo non armato hanno duttilità limitata, si raccomanda di non utilizzare l'analisi lineare con redistribuzione o un'analisi plastica, per esempio metodi senza un esplicito controllo della capacità di deformazione, a meno che la loro applicazione possa essere giustificata.
- (2) L'analisi strutturale può essere basata sulla teoria non lineare o sulla teoria elastica lineare. Nel caso di un'analisi non lineare (per esempio, meccanica della frattura), si raccomanda di eseguire un controllo della capacità di deformazione.

12.6

Stati limite ultimi

12.6.1

Resistenza di progetto a flessione e forza assiale

- (1) Nel caso di muri, sottoposti alla prescrizione di dettagli costruttivi e maturazione adeguati, le deformazioni impresse dovute a temperatura o ritiro possono essere trascurate.
- (2) Si raccomanda che i legami tensione-deformazione per calcestruzzi non armati siano ricavati dal punto 3.1.7.
- (3) La resistenza assiale, N_{Rd} , di una sezione trasversale rettangolare con una eccentricità secondo un solo asse, e, in direzione di h_w , può essere assunta pari a:

$$N_{Rd} = \eta f_{cd,pl} \times b \times h_w \times (1 - 2e/h_w) \quad (12.2)$$

dove:

$\eta f_{cd,pl}$ è la resistenza a compressione efficace di progetto [vedere punto 3.1.7 (3)];

b è la larghezza totale della sezione trasversale (vedere figura 12.1);

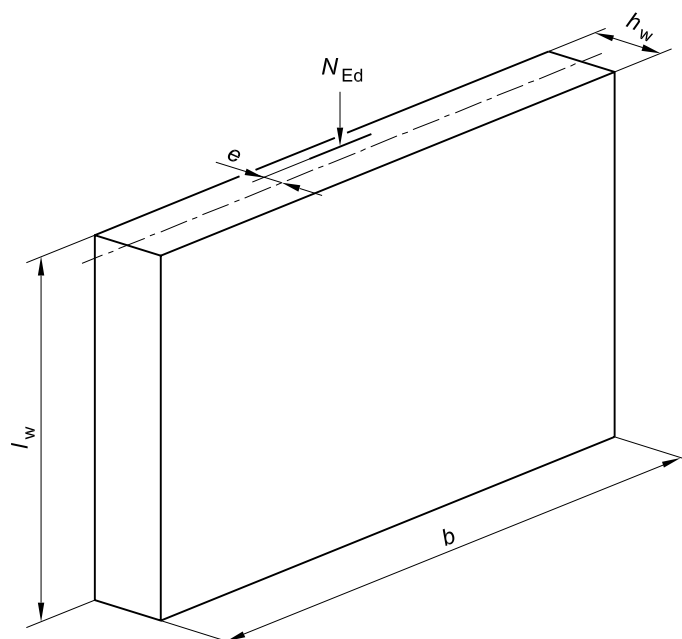
h_w è lo spessore totale della sezione trasversale;

e è l'eccentricità di N_{Ed} nella direzione h_w .

Nota Si raccomanda che, se si utilizzano altri metodi semplificati, essi non siano meno cautelativi di un metodo rigoroso che utilizza la relazione tensione-deformazione data nel punto 3.1.7.

figura 12.1

Notazioni relative a muri non armati



12.6.2

Rottura locale

- (1) P A meno che siano state prese misure per evitare rotture locali di trazione della sezione trasversale, la massima eccentricità della forza assiale N_{Ed} in una sezione trasversale deve essere limitata per non avere ampie fessure.

12.6.3

Taglio

- (1) In elementi di calcestruzzo non armato, allo stato limite per taglio si può tener conto della resistenza a trazione del calcestruzzo, a condizione che, o mediante calcoli o per esperienza, si possano escludere rotture fragili e si possa assicurare resistenza adeguata.
- (2) In una sezione soggetta a uno sforzo di taglio V_{Ed} e uno sforzo normale N_{Ed} agenti su una zona compressa A_{cc} si raccomanda che il valore assoluto delle componenti delle tensioni di progetto sia assunto pari a:

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_{cc} \quad (12.3)$$

$$\tau_{cp} = k V_{Ed} / A_{cc} \quad (12.4)$$

Nota Il valore di k da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,5.

E si raccomanda di verificare che:

$$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$$

dove:

$$\text{se } \sigma_{cp} \leq \sigma_{cp,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl}} \quad (12.5)$$

oppure:

$$\text{se } \sigma_{cp} > \sigma_{cp,lim} \quad f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2} \right)^2} \quad (12.6)$$

$$\sigma_{c,lim} = f_{cvt} - 2 \sqrt{f_{ctd,pl} (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})} \quad (12.7)$$

dove:

f_{cvt} è la resistenza a taglio e compressione di progetto del calcestruzzo;

$f_{cd,pl}$ è la resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo;

$f_{ctd,pl}$ è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo.

- (3) Un elemento di calcestruzzo può considerarsi non fessurato allo stato limite ultimo se rimane completamente compresso oppure se il valore assoluto della tensione principale di trazione $\sigma_{ct,1}$ è non maggiore di $f_{ctd,pl}$.

12.6.4

Torsione

- (1) Si raccomanda che gli elementi fessurati non siano in generale considerati resistenti a momenti torcenti a meno che ciò non possa essere giustificato diversamente.

12.6.5

Stati limite ultimi indotti da deformazione della struttura (instabilità)

12.6.5.1

Snellezza di pilastri e muri

- (1) La snellezza di un pilastro o di un muro è data da:

$$\lambda = l_0 / i \quad (12.8)$$

dove:

i è il raggio d'inerzia minimo;

l_0 è la lunghezza efficace dell'elemento che può essere assunta:

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (12.9)$$

dove:

l_w è l'altezza netta dell'elemento;

β è il coefficiente che dipende dalle condizioni di vincolo:

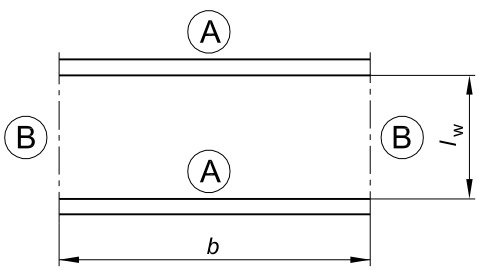
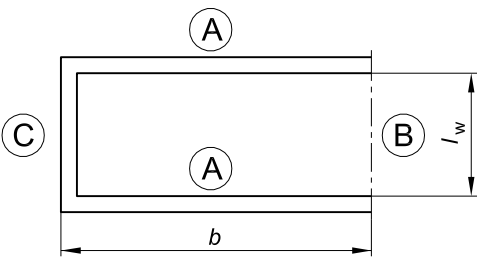
in generale, per pilastri si raccomanda di assumere $\beta = 1$;

per pilastri o muri incastrati alla base e liberi in sommità $\beta = 2$;

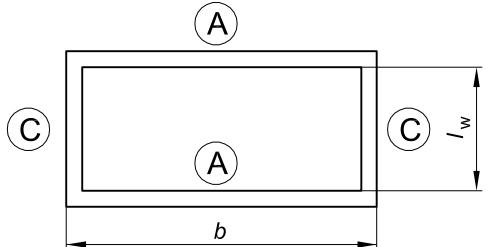
per altri muri i valori di β sono dati nel prospetto 12.1.

prospetto 12.1

Valori di β per diverse condizioni ai bordi

Vincolo laterale	Disegno	Espressione	Coefficiente β	
Lungo due lati			$\beta = 1,0$ per qualsiasi rapporto di l_w/b	
Lungo tre lati		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00

prospetto 12.1 Valori di β per diverse condizioni ai bordi (Continua)

Vincolo laterale	Disegno	Espressione	Coefficiente β	
Lungo quattro lati		<p>se $b \geq l_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>se $b < l_w$</p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	h/l_w	β
			0,2 0,4 0,6 0,8	0,10 0,20 0,30 0,40
			1,0 1,5 2,0 5,0	0,50 0,69 0,80 0,96

Legenda

(A) Piastra di solaio

(B) Bordo libero

(C) Muro trasversale

Nota Per il prospetto 12.1 si assume che il muro non abbia aperture di altezza maggiore di $1/3$ dell'altezza del muro l_w o di area maggiore di $1/10$ dell'area del muro. In muri vincolati lateralmente su 3 o 4 lati con aperture che superano questi limiti, si raccomanda che le parti fra le aperture siano considerate vincolate lateralmente soltanto su 2 lati e siano progettate di conseguenza.

- (2) Si raccomanda che i valori di β siano opportunamente aumentati se la capacità portante trasversale è inficiata da intagli o aperture.
- (3) Un muro trasversale può essere considerato di controvento se:
 - il suo spessore totale è non minore di $0,5 h_w$, essendo h_w lo spessore totale del muro controventato;
 - ha la stessa altezza l_w del muro controventato in oggetto;
 - la sua lunghezza l_{ht} è almeno uguale a $l_w / 5$, essendo l_w l'altezza netta del muro controventato;
 - sulla lunghezza l_{ht} il muro trasversale non ha aperture.
- (4) Nel caso di un muro collegato lungo il bordo superiore e quello inferiore in modo flessionalmente rigido mediante getto in opera di calcestruzzo e armature, in modo tale che i momenti di estremità possano essere totalmente assorbiti, i valori di β dati nel prospetto 12.1 possono essere moltiplicati per 0,85.
- (5) Si raccomanda che la snellezza di muri di calcestruzzo non armato gettato in opera sia in generale non maggiore di $\lambda = 86$ (cioè $l/h_w = 25$).

12.6.5.2

Metodi semplificati di progetto per muri e pilastri

- (1) In mancanza di un approccio più rigoroso, la resistenza di progetto espressa in termini di forza assiale relativa a un muro snello o un pilastro snello di calcestruzzo non armato può essere calcolata come segue:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd,pl} \times \Phi \quad (12.10)$$

dove:

N_{Rd} è la forza assiale;

b è la larghezza totale della sezione trasversale;

h_w è lo spessore totale della sezione trasversale;

Φ è il coefficiente che tiene conto dell'eccentricità, comprendente gli effetti del secondo ordine e quelli della viscosità; vedere nel seguito.

Per elementi controventati, il coefficiente Φ può essere assunto pari a:

$$\Phi = 1,14 \cdot (1 - 2 e_{\text{tot}}/h_w) - 0,02 \cdot l_o/h_w \leq (1 - 2 e_{\text{tot}}/h_w) \quad (12.11)$$

dove:

$$e_{\text{tot}} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

e_o è l'eccentricità del primo ordine comprendente, ove pertinenti, gli effetti degli orizzontamenti (per esempio possibili momenti di incastro trasmessi dalle piastre ai muri) e delle azioni orizzontali;

e_i è l'eccentricità addizionale che tiene conto degli effetti di imperfezioni geometriche, vedere punto 5.2.

- (2) Altri metodi semplificati possono essere utilizzati a condizione che non siano meno cautelativi di un metodo rigoroso secondo il punto 5.8.

12.7

Stati limite di esercizio

- (1) Dove si ritiene che possano verificarsi vincoli strutturali, si raccomanda di controllare le tensioni.
- (2) Per assicurare un corretto comportamento in esercizio, si raccomanda di considerare le seguenti misure:
- a) relativamente alla formazione delle fessure:
 - limitazione delle tensioni di trazione nel calcestruzzo a valori accettabili;
 - disposizione di armature supplementari (armature di pelle, incatenamenti se necessari);
 - disposizione di giunti;
 - scelta della tecnologia del calcestruzzo (per esempio, corretta composizione del calcestruzzo, maturazione);
 - scelta di metodi di costruzione appropriati.
 - b) relativamente alla limitazione delle inflessioni:
 - una dimensione minima della sezione (vedere il successivo punto 12.9);
 - limitazione della snellezza nel caso di elementi compressi.
- (3) Si raccomanda che eventuali armature disposte in elementi di calcestruzzo non armato, sebbene non prese in conto ai fini della capacità portante, rispettino il punto 4.4.1.

12.9

Dettagli degli elementi e regole particolari

12.9.1

Elementi strutturali

- (1) Si raccomanda che lo spessore totale h_w di un muro sia non minore di 120 mm per muri di calcestruzzo gettato in opera.
- (2) Se sono presenti intagli e aperture, si raccomanda di effettuare verifiche per garantire resistenza e stabilità dell'elemento adeguate.

12.9.2

Giunti di costruzione

- (1) Se si ritiene che nei giunti di costruzione possano verificarsi tensioni di trazione nel calcestruzzo si raccomanda di disporre armature per limitare la fessurazione.

12.9.3

Fondazioni nastriformi e a plinto

- (1) In assenza di dati più dettagliati, fondazioni nastriformi e a plinto soggette a forza assiale possono essere progettate e costruite come di calcestruzzo non armato a condizione che:

$$\frac{0,85 \cdot h_F}{a} \geq \sqrt{(3\sigma_{gd}/f_{ctd,pl})} \quad (12.13)$$

dove:

h_F è l'altezza della fondazione;

a è la dimensione della parte aggettante dalla faccia del pilastro (vedere figura 12.2);

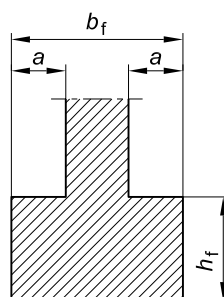
σ_{gd} è il valore di progetto della pressione sul terreno;

$f_{ctd,pl}$ è il valore di progetto della resistenza a trazione del calcestruzzo (con la stessa unità di misura di σ_{gd}).

Semplificando si può utilizzare la relazione $h_F/a \geq 2$.

figura 12.2

Plinti di fondazione non armati; simbologia



APPENDICE A MODIFICHE DEI COEFFICIENTI PARZIALI PER I MATERIALI (informativa)

A.1

Generalità

- (1) I coefficienti parziali per i materiali dati nel punto 2.4.2.4 corrispondono alle tolleranze geometriche di Classe 1 della ENV 13670-1 e al normale livello di esecuzione e ispezione (per esempio, Classe di Ispezione 2 della ENV 13670-1).
- (2) Raccomandazioni relative a coefficienti parziali ridotti per i materiali sono date nella presente appendice informativa. Regole più precise sulle procedure di controllo possono essere date in norme di prodotto per elementi prefabbricati.

Nota Per maggiori informazioni vedere l'appendice B della EN1990.

A.2

Strutture di calcestruzzo gettato in opera

A.2.1

Riduzione basata su controllo di qualità e tolleranze ridotte

- (1) Se l'esecuzione è soggetta a un sistema di controllo della qualità che assicura che tolleranze sfavorevoli delle dimensioni delle sezioni trasversali sono comprese entro quelle ridotte date nel prospetto A.1, il coefficiente di sicurezza parziale relativo all'armatura può essere ridotto a $\gamma_{S,red1}$.

Nota Il valore di $\gamma_{S,red1}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,1.

prospetto A.1

Tolleranze ridotte

h o b (mm)	Tolleranze ridotte (mm)	
	Dimensione della sezione trasversale $\pm\Delta h, \Delta b$ (mm)	Posizione dell'armatura $+\Delta c$ (mm)
≤ 150	5	5
400	10	10
$\geq 2\,500$	30	20

Nota 1 Per valori intermedi è ammessa l'interpolazione lineare.
 Nota 2 $+\Delta c$ fa riferimento al valore medio di barre di armatura o armature di precompressione nella sezione trasversale o sulla larghezza di un metro (per esempio, solette e muri).

- (2) Sotto la condizione data nel punto A.2.1 (1), e nel caso di coefficiente di variazione della resistenza del calcestruzzo non maggiore del 10%, il coefficiente di sicurezza parziale del calcestruzzo può essere ridotto a $\gamma_{C,red1}$.

Nota Il valore di $\gamma_{C,red1}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,4.

A.2.2

Riduzione basata sull'utilizzo in progetto di dati geometrici ridotti o misurati

- (1) Se il calcolo della resistenza di progetto si basa su dati geometrici critici, comprese le altezze utili (vedere figura A.1), i quali sono:
 - ridotti da tolleranze, oppure
 - misurati sulla struttura finita,

i coefficienti di sicurezza parziali possono essere ridotti a $\gamma_{S,red2}$ e $\gamma_{C,red2}$.

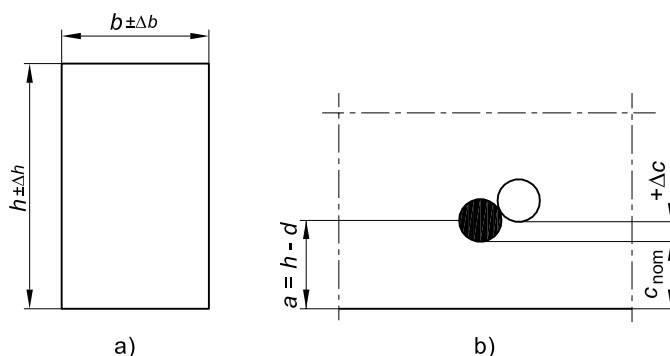
Nota I valori di $\gamma_{S,red2}$ e $\gamma_{C,red2}$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $\gamma_{S,red2}$ è 1,05 e per $\gamma_{C,red2}$ è 1,45.

figura A.1

Tolleranze sulla sezione

Legenda

- a) Sezione trasversale
- b) Posizione dell'armatura (direzione sfavorevole per l'altezza utile)



- (2) Sotto le condizioni date nel punto A.2.2 (1) e a condizione che il coefficiente di variazione della resistenza del calcestruzzo sia non maggiore del 10%, il coefficiente parziale del calcestruzzo può essere ridotto a $\gamma_{C,red3}$.

Nota Il valore di $\gamma_{C,red3}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,35.

A.2.3

Riduzione basata sulla valutazione della resistenza del calcestruzzo nella struttura finita

- (1) Per valori di resistenza del calcestruzzo basati su prove eseguite sulla struttura o sull'elemento costruiti, vedere le EN 13791¹⁾, EN 206-1 e le norme di prodotto pertinenti, γ_C può essere ridotto con un coefficiente di conversione η .

Nota Il valore di η da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,85.

Il valore di γ_C a cui applicare tale riduzione può già essere ridotto secondo i punti A.2.1 o A.2.2. Tuttavia, si raccomanda che il valore risultante del coefficiente parziale sia assunto non minore di $\gamma_{C,red4}$.

Nota Il valore di $\gamma_{C,red4}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 1,3.

A.3

Prodotti prefabbricati

A.3.1

Generalità

- (1) Le presenti prescrizioni si applicano ai prodotti prefabbricati come descritti nella Sezione 10, associate a sistemi di assicurazione della qualità e attestazioni di conformità.

Nota Il controllo di produzione in fabbrica di prodotti prefabbricati marcati CE è certificato da organismi notificati (Livello di attestazione 2+).

A.3.2

Coefficienti parziali per i materiali

- (1) Possono essere adottati coefficienti parziali ridotti per i materiali, $\gamma_{C,pcrd}$ e $\gamma_{S,pcrd}$ in accordo con le regole date nel punto A.2, se giustificati da adeguate procedure di controllo.
- (2) Raccomandazioni per i controlli di produzione in fabbrica richiesti per consentire l'utilizzo di coefficienti parziali ridotti per i materiali sono contenute nelle norme di prodotto. Raccomandazioni generali sono date nella EN 13369.

1) EN 13791. Assessment of concrete compressive strength in structures or in structural elements.

A.4

Elementi prefabbricati

- (1) Le regole date nel punto A.2 relative a strutture di calcestruzzo gettato in opera si applicano anche a elementi prefabbricati di calcestruzzo come definiti nel punto 10.1.1.

APPENDICE B DEFORMAZIONI CONSEGUENTI ALLA VISCOSITÀ E AL RITIRO (informativa)

B.1 Equazioni di base per determinare il coefficiente di viscosità

(1) Il coefficiente di viscosità $\varphi(t, t_0)$ può essere calcolato con la relazione:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (\text{B.1})$$

dove:

φ_0 è il coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (\text{B.2})$$

φ_{RH} è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3a})$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (\text{B.3b})$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (\text{B.4})$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo, in Megapascal, all'età di 28 d;

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})} \quad (\text{B.5})$$

h_0 è la dimensione fittizia dell'elemento, in millimetri, dove:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (\text{B.6})$$

A_c è l'area della sezione trasversale;

u è il perimetro dell'elemento a contatto con l'atmosfera;

$\beta_c(t, t_0)$ è un coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico e può essere valutato con la seguente espressione:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{-0,3} \quad (\text{B.7})$$

t è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato;

t_0 è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico;

$t - t_0$ è la durata non corretta del carico, in giorni;

β_H è un coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri). Può essere calcolato nel modo seguente:

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1\,500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \quad (\text{B.8a})$$

$$\beta_H = 1,5 [1 + (0,012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1\,500 \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \quad (\text{B.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (\text{B.8c})$$

- (2) L'effetto del tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)] sul coefficiente di viscosità del calcestruzzo può essere considerato modificando l'età del carico t_0 nell'espressione (B.5) secondo la seguente espressione:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,T}^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{B.9})$$

dove:

$t_{0,T}$ è l'età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico, corretta in funzione della temperatura secondo l'espressione (B.10);

α è un esponente che dipende dal tipo di cemento:

= -1 per cemento di Classe S,

= 0 per cemento di Classe N,

= 1 per cemento di Classe R.

- (3) L'effetto di temperature elevate o ridotte comprese nell'intervallo 0-80 °C sulla maturazione del calcestruzzo può essere preso in conto correggendo l'età del calcestruzzo con la seguente espressione:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\frac{(4\,000/[273 + T(\Delta t_i)] - 13,65)}{1}} \cdot \Delta t_i \quad (\text{B.10})$$

dove:

t_T è l'età del calcestruzzo, corretta in funzione della temperatura, che sostituisce t nelle corrispondenti espressioni;

$T(\Delta t_i)$ è la temperatura, in gradi centigradi, durante il periodo di tempo Δt_i ;

Δt_i è il numero di giorni in cui risulta prevalente la temperatura T .

Il coefficiente di variazione medio dei dati di viscosità stimati sopra, dedotto da una banca dati di risultati sperimentali organizzati su calcolatore, è dell'ordine del 20%.

Si raccomanda che i valori di $\varphi(t, t_0)$ dati precedentemente siano associati al modulo tangente E_c .

Quando è ritenuta accettabile una stima meno accurata, i valori dati nella figura 3.1 del punto 3.1.4 possono essere adottati quali rappresentativi della viscosità del calcestruzzo a 70 anni.

B.2

Equazioni di base per determinare la deformazione dovuta al ritiro per essiccamento

- (1) La deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento ε_{cd} è calcolata con le espressioni:

$$\varepsilon_{cd} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (\text{B.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{B.12})$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione (Megapascal);

$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$;

α_{ds1} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento [vedere punto 3.1.2 (6)]:

= 3 per cemento di Classe S,

= 4 per cemento di Classe N ,

= 6 per cemento di Classe R ;

α_{ds2} è un coefficiente dipendente dal tipo di cemento:

= 0,13 per cemento di Classe S ,

= 0,12 per cemento di Classe N ,

= 0,11 per cemento di Classe R ;

RH è l'umidità relativa ambientale (in percentuale);

$RH_0 = 100\%$.

Nota $\exp \{ \}$ ha lo stesso significato di $e^{\{ \}}$.

APPENDICE C PROPRIETÀ DELLE ARMATURE IDONEE ALL'UTILIZZO CON IL PRESENTE EUROCODICE

(normativa)

C.1 Generalità

- (1) Il prospetto C.1 fornisce le proprietà delle armature idonee all'utilizzo con il presente Eurocodice. Le proprietà sono valide per temperature comprese tra -40 °C e 100 °C per armature disposte nella struttura finita. Si raccomanda che eventuali piegature o saldature delle armature eseguite in sito siano inoltre limitate agli intervalli di temperatura consentiti nella EN 13670.

prospetto C.1 Proprietà dell'armatura

Forma di prodotto		Barre (diritte) e barre svolte da rotolo			Reti			Requisito o frattile (%)	
Classe		A	B	C	A	B	C	-	
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} o $f_{0,2k}$ (MPa)		Da 400 a 600						5,0	
Valore minimo di $k = (f_t/f_y)_k$		≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0	
Deformazione caratteristica al carico massimo, ε_{uk} (%)		≥2,5	≥5,0	≥7,5	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0	
Attitudine al piegamento		Prova di piegamento/raddrizzamento							
Resistenza a taglio					0,3 A f_{yk} (A è l'area del filo)			Minimo	
Tolleranza massima dalla massa nominale (barra indivi- duale o filo) (%)	Diametro nominale della barra (mm)							5,0	
	≤8								±6,0
	>8								±4,5

Nota I valori relativi all'intervallo delle tensioni a fatica con un limite superiore di βf_{yk} e relativi all'area minima delle nervature da adottare in uno Stato possono essere reperiti nell'appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nel prospetto C.2N. Il valore di β da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0,6.

prospetto C.2N Proprietà dell'armatura

Forma di prodotto		Barre (diritte) e barre svolte da rotolo			Reti			Requisito o frattile (%)
Classe		A	B	C	A	B	C	-
Ampiezza di variazione delle tensioni di fatica (MPa) (per $N \geq 2 \times 10^6$ cicli) con limite superiore βf_{yk}		≥150			≥100			10,0
Aderenza: Minima area di nervature in proiezione, $f_{R,min}$	Diametro nominale della barra (mm) 5 -6 da 6,5 a 12 >12							5,0
		0,035						
		0,040						
		0,056						

Fatica: Eccezioni alle regole sulla fatica, da adottare in uno Stato possono essere reperite nell'appendice nazionale. Le eccezioni raccomandate valgono se l'armatura è necessaria per carichi prevalentemente statici oppure se dalle prove si richiedono valori più elevati dell'ampiezza delle tensioni a fatica e/o del numero di cicli. Nell'ultimo caso i valori del prospetto 6.3 possono essere modificati di conseguenza. Si raccomanda che tali prove siano conformi alla EN 10080.

Aderenza: Se si può dimostrare che si può raggiungere una sufficiente resistenza all'aderenza con valori di f_R minori di quelli sopra specificati, questi possono essere ridotti. Al fine di assicurare il raggiungimento di una sufficiente resistenza all'aderenza, si raccomanda che le tensioni di aderenza ottenute con le prove di aderenza CEB/RILEM, soddisfino le espressioni raccomandate (C.1N) e (C.2N):

$$\tau_m \geq 0,098 (80 - 1,2\phi) \quad (C.1N)$$

$$\tau_r \geq 0,098 (130 - 1,9\phi) \quad (C.2N)$$

dove:

ϕ è il diametro nominale della barra (millimetri);

τ_m è valore medio della tensione di aderenza (Megapascal) per scorrimenti di 0,01, 0,1 e 1 mm;

τ_r è la tensione di aderenza alla rottura per scorrimento.

- (2) I valori di f_{yk} , k e ε_{uk} del prospetto C.1 sono valori caratteristici. La massima percentuale dei risultati di prova che stanno sotto il valore caratteristico è data per ciascun valore caratteristico nella colonna sul lato destro del prospetto C.1.

- (3) La EN 10080 non specifica il valore del frattile per i valori caratteristici, né la valutazione dei risultati di prova di singoli campioni di prova.

Al fine di soddisfare i livelli di qualità a lungo termine dati nel prospetto C.1, si raccomanda di applicare i seguenti limiti dei risultati di prova:

- si raccomanda che se tutti i singoli risultati di prova di un campione di prova sono maggiori del valore caratteristico (oppure sono inferiori al valore caratteristico nel caso del valore massimo di f_{yk} o k), si può ritenere che il campione di prova sia conforme.
- si raccomanda che i singoli valori di tensione di snervamento f_y e ε_u siano maggiori dei valori minimi e minori dei valori massimi. In aggiunta, si raccomanda che il valore medio, M , del campione di prova soddisfi l'equazione:

$$M \geq C_v + a$$

dove:

C_v è il valore caratteristico a lungo termine;

a è un termine che dipende dal parametro considerato.

Nota 1 Il valore di a da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato per f_{yk} è 10 MPa e per k e ε_{uk} è 0.

Nota 2 I valori minimi e massimi di f_{yk} , k e ε_{uk} da adottare in uno Stato possono essere reperiti nell'appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nel prospetto C.3N.

prospetto C.3N

Limiti assoluti dei risultati di prova

Valore caratteristico	Valore minimo	Valore massimo
Tensione di snervamento f_{yk}	$0,97 \times \text{minimo } C_v$	$1,03 \times \text{massimo } C_v$
k	$0,98 \times \text{minimo } C_v$	$1,02 \times \text{massimo } C_v$
ε_{uk}	$0,80 \times \text{minimo } C_v$	Non applicabile

C.2

Resistenza

- (1)P La tensione massima di snervamento reale $f_{y,max}$ deve essere non maggiore di $1,3f_{y,k}$.

C.3

Attitudine al piegamento

- (1)P L'attitudine al piegamento deve essere verificata con prove di piegamento e raddrizzamento in conformità alla EN 10080 e EN ISO 15630-1. In situazioni in cui la verifica è eseguita solo mediante una prova di raddrizzamento il diametro del mandrino deve essere non maggiore di quello specificato per il piegamento nel prospetto 8.1N del presente Eurocodice. Per assicurare l'attitudine al piegamento non devono essere visibili fessure dopo la prima piegatura.

APPENDICE D METODO DI CALCOLO AFFINATO DELLE PERDITE PER RILASSAMENTO NELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

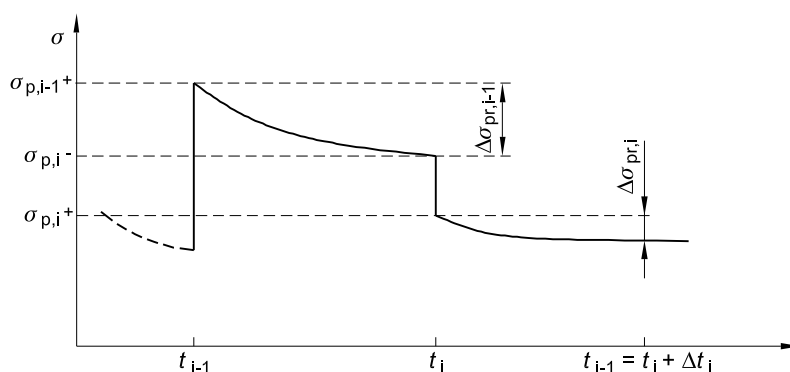
D.1

Generalità

- (1) Nel caso in cui le perdite per rilassamento siano calcolate per diversi intervalli di tempo (fasi) nei quali la tensione sulle armature di precompressione non è costante, per esempio a causa dell'accorciamento elastico del calcestruzzo, si raccomanda di adottare il metodo del tempo equivalente.
- (2) Il concetto del metodo del tempo equivalente è illustrato nella figura D.1, dove all'istante t_i si ha una deformazione istantanea dell'armatura di precompressione, e:
 - σ_{pi}^- è la tensione di trazione nell'armatura di precompressione subito prima di t_i ;
 - σ_{pi}^+ è la tensione di trazione nell'armatura di precompressione subito dopo t_i ;
 - σ_{pi-1}^+ è la tensione di trazione nell'armatura di precompressione nella fase precedente;
 - $\Delta\sigma_{pr, i-1}$ è il valore assoluto della perdita per rilassamento durante la fase precedente;
 - $\Delta\sigma_{pr, i}$ è il valore assoluto della perdita per rilassamento nella fase considerata.

figura D.1

Metodo del tempo equivalente



- (3) Sia $\sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j}$ la somma di tutte le perdite per rilassamento nelle fasi precedenti. t_e è definito come tempo equivalente (in ore) necessario per ottenere questa somma di perdite per rilassamento che verifica le funzioni rilassamento-tempo del punto 3.3.2 (7)

$$\text{con tensione iniziale pari a } \sigma_{p, i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j} \text{ e con } \mu = \frac{\sigma_{p, i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j}}{f_{pk}}.$$

- (4) Per esempio, per un'armatura di precompressione di Classe 2, il tempo t_e , dato dall'espressione (3.29), diventa:

$$\sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p, i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j} \right\} 10^{-5} \quad (D.1)$$

- (5) Dopo la risoluzione della precedente equazione per t_e , si può applicare la stessa formula per valutare la perdita per rilassamento alla fase considerata, $\Delta\sigma_{pr, i}$ (dove il tempo equivalente t_e si somma all'intervallo di tempo considerato):

$$\Delta\sigma_{pr, i} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,09\mu} \left(\frac{t_e + \Delta t_i}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \left\{ \sigma_{p, i}^+ + \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j} \right\} 10^{-5} - \sum_{j=1}^{i-1} \Delta\sigma_{pr, j} \quad (D.2)$$

- (6) Lo stesso principio si applica a tutte le tre classi di armature di precompressione.

APPENDICE E CLASSI INDICATIVE DI RESISTENZA PER LA DURABILITÀ

(informativa)

E.1

Generalità

- (1) La scelta di calcestruzzo adeguatamente durevole per la protezione dell'armatura dalla corrosione e per la protezione del calcestruzzo dagli attacchi, richiede considerazioni sulla composizione del calcestruzzo. Questo può comportare una resistenza a compressione del calcestruzzo maggiore di quella richiesta dal progetto strutturale. La relazione tra classi di resistenza a compressione del calcestruzzo e classi di esposizione (vedere il prospetto 4.1) può essere descritta da classi indicative di resistenza.
- (2) Quando la resistenza scelta è maggiore di quella richiesta dal progetto strutturale, nel calcolo dell'armatura minima secondo i punti 7.3.2 e 9.2.1.1 e nella verifica a fessurazione secondo i punti 7.3.3 e 7.3.4 si raccomanda che il valore di $f_{ct,m}$ sia associato alla resistenza più elevata.

Nota Il valore delle classi indicative di resistenza da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. I valori raccomandati sono dati nel prospetto E.1N.

prospetto E.1N **Classi di resistenza indicativa**

	Classi di esposizione secondo il prospetto 4.1									
Corrosione										
	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classi di resistenza indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45		C30/37	C35/45	
Danni al calcestruzzo										
	Nessun rischio	Attacco gelo/disgelo					Attacco chimico			
	X0	XF1		XF2		XF3		XA1	XA2	XA3
Classi indicative di resistenza	C12/15	C30/37		C25/30		C30/37		C30/37		C35/45

APPENDICE
(informativa)

F ESPRESSIONI PER IL CALCOLO DELLE ARMATURE TESE IN STATI DI TENSIONE PIANI

F.1

Generalità

- (1) La presente appendice non include espressioni per il calcolo delle armature compresse.
- (2) L'armatura tesa in un elemento soggetto allo stato piano di tensioni σ_{Edx} , σ_{Edy} e τ_{Edxy} può essere calcolata utilizzando il metodo mostrato qui di seguito. Si raccomanda che le tensioni di compressione siano considerate come positive, con $\sigma_{Edx} > \sigma_{Edy}$, e che la direzione delle armature coincida con gli assi x e y.

Si raccomanda di determinare le resistenze a trazione fornite dall'armatura mediante:

$$f_{tdx} = \rho_x f_{yd} \quad \text{e} \quad f_{tdy} = \rho_y f_{yd} \quad (\text{F.1})$$

essendo ρ_x e ρ_y i rapporti geometrici di armatura, rispettivamente secondo gli assi x e y.

- (3) Nelle zone in cui σ_{Edx} e σ_{Edy} sono entrambi di compressione e $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} > \tau_{Edxy}^2$, non si richiede armatura di progetto. Tuttavia si raccomanda che la massima tensione di compressione sia non maggiore di f_{cd} (vedere punto 3.1.6).
- (4) Si richiede armatura nelle zone in cui σ_{Edy} è di trazione oppure $\sigma_{Edx} \cdot \sigma_{Edy} \leq \tau_{Edxy}^2$. L'armatura ottimale, indicata con l'apice ', e le corrispondenti tensioni sul calcestruzzo sono determinate mediante:

$$\text{per } \sigma_{Edx} \leq |\tau_{Edxy}|$$

$$f'_{tdx} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.2})$$

$$f'_{tdy} = |\tau_{Edxy}| - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.3})$$

$$\sigma_{cd} = 2|\tau_{Edy}| \quad (\text{F.4})$$

$$\text{Per } \sigma_{Edx} > |\tau_{Edxy}|$$

$$f'_{tdx} = 0 \quad (\text{F.5})$$

$$f'_{tdy} = \frac{\tau_{Edxy}^2}{\sigma_{Edx}} - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.6})$$

$$\sigma_{cd} = \sigma_{Edx} \left(1 + \left(\frac{\tau_{Edxy}}{\sigma_{Edx}} \right)^2 \right) \quad (\text{F.7})$$

Si raccomanda che la tensione del calcestruzzo, σ_{cd} , sia verificata con un modello realistico di sezioni fessurate (vedere EN 1992-2), ma non sia generalmente maggiore di $v f_{cd}$ [v può essere ottenuto dall'espressione (6.5)].

Nota Si ottiene l'armatura minima se le direzioni delle armature coincidono con quelle delle tensioni principali.

In alternativa, nel caso generale, l'armatura necessaria e la tensione nel calcestruzzo possono essere determinate mediante:

$$f_{tdx} = |\tau_{Edxy}| \cot \theta - \sigma_{Edx} \quad (\text{F.8})$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Edxy}| / \cot \theta - \sigma_{Edy} \quad (\text{F.9})$$

$$\sigma_{cd} = |\tau_{Edxy}| \left(\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta} \right) \quad (\text{F.10})$$

dove:

θ è l'angolo che la tensione principale di compressione del calcestruzzo forma con l'asse x.

Nota Si raccomanda di scegliere il valore di $\cot \theta$ in modo tale da evitare valori di compressione per f_{td} .

Al fine di evitare fessure inaccettabili nello stato limite di esercizio e assicurare la capacità di deformazione richiesta allo stato limite ultimo, si raccomanda che l'armatura ottenuta dalle espressioni (F.8) e (F.9) sia, in ciascuna direzione, non maggiore di due volte e non minore di metà dell'armatura determinata con le espressioni (F.2) e (F.3) oppure (F.5) e (F.6). Queste limitazioni sono espresse da $\frac{1}{2}f'_{tdx} \leq f_{tdx} \leq 2f'_{tdx}$ e $\frac{1}{2}f'_{tdy} \leq f_{tdy} \leq 2f'_{tdy}$.

- (5) Si raccomanda che l'armatura sia completamente ancorata su tutti i bordi liberi, per esempio con barre a U o simili.

APPENDICE G INTERAZIONE SUOLO-STRUTTURA

(informativa)

G.1 Fondazioni superficiali

G.1.1 Generalità

- (1) Si raccomanda che l'interazione tra terreno, fondazione e struttura di elevazione sia presa in considerazione. La distribuzione delle pressioni di contatto sulle fondazioni e le azioni che le colonne trasmettono dipendono entrambi dai cedimenti relativi.
- (2) In generale il problema si può risolvere assicurando che gli spostamenti e le reazioni corrispondenti del terreno e della struttura siano compatibili.
- (3) Benché il procedimento generale sopra descritto sia adeguato, sussistono ancora notevoli incertezze dovute alla successione dei carichi e agli effetti della viscosità. Per tali ragioni generalmente si definiscono diversi livelli di analisi in funzione del grado di idealizzazione dei modelli meccanici.
- (4) Nell'ipotesi di struttura in elevazione flessibile, le azioni trasmesse non dipendono dai cedimenti relativi in quanto la struttura ha rigidezza nulla. In tal caso, le azioni non sono più incognite e il problema si riduce all'analisi di una fondazione su terreno deformabile.
- (5) Nell'ipotesi di struttura in elevazione rigida, le azioni incognite applicate alla fondazione possono essere determinate a condizione che i cedimenti siano su un piano. Si raccomanda di controllare che la struttura si mantenga rigida fino al raggiungimento dello stato limite ultimo.
- (6) Si ha un'ulteriore semplificazione assumendo che il sistema di fondazione possa essere assunto come rigido oppure che il terreno sottostante sia molto rigido. In entrambi i casi, i cedimenti relativi sono trascurabili e le azioni trasmesse dalla struttura in elevazione restano inalterate.
- (7) Per determinare in modo approssimato la rigidezza del sistema strutturale, si può eseguire un'analisi che confronta la rigidezza complessiva delle fondazioni, degli elementi intelaiati della struttura di elevazione e dei muri di controvento con la rigidezza del terreno. Tale rigidezza relativa K_R consente di stabilire se la fondazione oppure il sistema strutturale siano considerati rigidi o flessibili. Per le strutture di edifici si può utilizzare la seguente espressione:

$$K_R = (EJ)_S / (EI)^3 \quad (G.1)$$

dove:

$(EJ)_S$ è il valore approssimato della rigidezza flessionale per unità di larghezza della struttura dell'edificio in esame, ottenuto sommando la rigidezza flessionale della fondazione, di ciascun elemento intelaiato e dei muri di controvento;

E è il modulo di deformazione del terreno;

l è la lunghezza della fondazione.

Rigidezze relative maggiori di 0,5 indicano sistemi strutturali rigidi.

G.1.2 Livelli di analisi

- (1) Ai fini della progettazione sono ammessi i seguenti livelli di analisi:
Livello 0: In questo livello si può assumere una distribuzione lineare della pressione di contatto.
Si raccomanda di rispettare a priori le seguenti condizioni:
 - la pressione di contatto non è maggiore dei valori di progetto sia per lo stato limite di esercizio sia per lo stato limite ultimo;
 - allo stato limite di esercizio, il sistema strutturale non è influenzato dai cedimenti oppure i possibili cedimenti differenziali non sono significativi;

- allo stato limite ultimo, il sistema strutturale ha sufficienti capacità di deformazione plastica, sicché le differenze dei cedimenti non sono influenti nel progetto.

Livello 1: La pressione di contatto può essere determinata tenendo conto della rigidità relativa della fondazione e del suolo e delle deformazioni risultanti calcolate per controllare che rimangano entro limiti accettabili.

Si raccomanda di rispettare a priori le seguenti condizioni:

- vi sia sufficiente esperienza per dimostrare che la funzionalità della struttura in elevazione non è verosimilmente influenzata dalla deformazione del suolo;
- allo stato limite ultimo, il sistema strutturale presenti un adeguato comportamento duttile.

Livello 2: A questo livello di analisi si tiene conto dell'influenza della deformazione del terreno sulla struttura in elevazione. La struttura è analizzata sotto deformazioni imposte alla fondazione per determinare le correzioni dei carichi applicati alle fondazioni. Se le correzioni sono significative (cioè $>|10\%$) allora si raccomanda di adottare l'analisi di livello 3.

Livello 3: Rappresenta il procedimento d'interazione che tiene conto della struttura, delle fondazioni e del terreno.

G.2

Fondazioni su pali

- (1) Se il plinto di collegamento dei pali è rigido, si può assumere una variazione lineare di cedimento dei singoli pali che dipende dalla rotazione del plinto di collegamento. Se tale rotazione è nulla o trascurabile, si può assumere che tutti i pali cedano della stessa entità. Mediante le equazioni di equilibrio si possono calcolare i carichi sui pali ed il cedimento del gruppo di pali.
- (2) Tuttavia, nel caso di piastra su pali, si verifica un'interazione non solo tra i singoli pali, ma anche tra piastra e pali e non è disponibile alcun approccio semplice per affrontare questo problema.
- (3) In generale, la risposta di pali in gruppo ad azioni orizzontali non riguarda solo la rigidità laterale del terreno circostante e quella dei pali, ma anche la loro rigidità assiale (per esempio una forza orizzontale applicata a un gruppo di pali determina trazione o compressione sui pali di bordo).

APPENDICE H EFFETTI DEL SECONDO ORDINE NELL'ANALISI GLOBALE DELLE STRUTTURE (informativa)

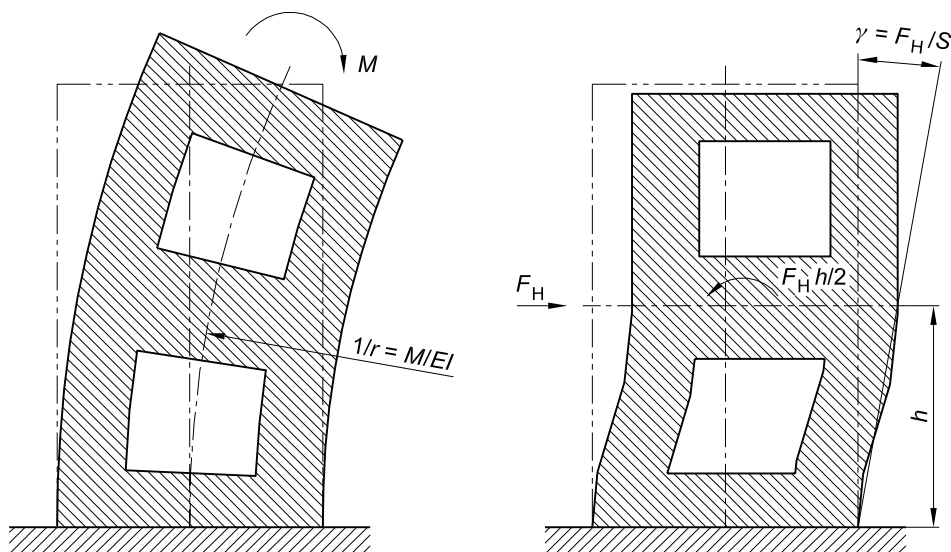
H.1 Criteri per trascurare effetti del secondo ordine nell'analisi globale

H.1.1 Generalità

- (1) Il punto H.1 fornisce criteri per strutture in cui non sono soddisfatte le condizioni del punto 5.8.3.3 (1). I criteri sono basati sul punto 5.8.2 (6) e tengono conto delle deformazioni di flessione e taglio, come definite nella figura H.1.

figura H.1

Definizione delle deformazioni globali a flessione e taglio ($1/r$ e γ rispettivamente) e delle corrispondenti rigidezze (EI e S rispettivamente)



H.1.2 Sistemi di controvento senza deformazioni a taglio significative

- (1) Per un sistema di controvento senza deformazioni a taglio significative (per esempio, muri senza aperture), gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati nell'analisi globale se:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad (H.1)$$

dove:

$F_{V,Ed}$ è il carico verticale totale (sugli elementi controventati e di controvento);

$F_{V,BB}$ è il carico critico nominale per instabilità globale flessionale, vedere punto (2).

- (2) Il carico critico nominale per instabilità globale flessionale può essere assunto pari a:

$$F_{V,BB} = \xi \cdot \Sigma EI / L^2 \quad (H.2)$$

dove:

ξ è un coefficiente che dipende da numero di piani, variazioni di rigidezza, rigidezza dei vincoli di base e distribuzioni di carico; vedere punto (4);

ΣEI è la somma delle rigidezze flessionali degli elementi di controvento nella direzione considerata, compresi i possibili effetti della fessurazione; vedere punto (3);

L è l'altezza totale dell'edificio al di sopra del livello che costituisce vincolo di incastro.

- (3) In assenza di una valutazione più accurata della rigidità, per un elemento di controvento con sezione fessurata si può adottare la seguente espressione:

$$EI \approx 0,4 E_{cd} I_c \quad (\text{H.3})$$

dove:

$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE}$ valore di progetto del modulo del calcestruzzo, vedere punto 5.8.6 (3);

I_c momento d'inerzia dell'elemento di controvento.

Se si dimostra che la sezione non è fessurata allo stato limite ultimo, la costante 0,4 dell'espressione (H.3) può essere sostituita con 0,8.

- (4) Se gli elementi di controvento hanno rigidità costante lungo l'altezza e il carico totale verticale aumenta della stessa entità ad ogni piano, allora ξ può esser assunto pari a:

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad (\text{H.4})$$

dove:

n_s è il numero di piani;

k è la flessibilità relativa del vincolo di incastro; vedere punto (5).

- (5) La flessibilità relativa dell'incastro alla base è definita da:

$$k = (\theta / M) \cdot (EI / L) \quad (\text{H.5})$$

dove:

θ è la rotazione per il momento flettente M ;

EI è la rigidità secondo il punto (3);

L altezza totale dell'elemento di controvento.

Nota Per $k = 0$, cioè vincolo rigido, le espressioni (H.1)-(H.4) possono essere combinate nell'espressione (5.18), dove il coefficiente 0,31 deriva da $0,1 \cdot 0,4 \cdot 7,8 \approx 0,31$.

H.1.3

Sistemi di controvento con deformazioni a taglio significative

- (1) Nell'analisi globale gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se è soddisfatta la seguente condizione:

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,B} = 0,1 \cdot \frac{F_{V,BB}}{1 + F_{V,BB} / F_{V,BS}} \quad (\text{H.6})$$

dove:

$F_{V,B}$ è il carico critico per instabilità globale flessionale e tagliante;

$F_{V,BB}$ è il carico critico per instabilità globale solo flessionale, vedere punto H.1.2 (2);

$F_{V,BS}$ è il carico critico per instabilità globale solo tagliante, $F_{V,BS} = \Sigma S$;

ΣS è la rigidità a taglio (forza per angolo di taglio) di tutti gli elementi di controvento (vedere figura H.1).

Nota Generalmente, la deformazione globale a taglio di un elemento di controvento è principalmente governata da deformazioni locali di tipo flessionale (figura H.1). Pertanto, in assenza di un'analisi più raffinata, la fessurazione può essere presa in conto per S nello stesso modo con cui si opera con EI ; vedere punto H.1.2 (3).

H.2

Metodi di calcolo degli effetti globali del secondo ordine

- (1) Il presente punto si basa su un'analisi lineare del secondo ordine secondo il punto 5.8.7. Gli effetti del secondo ordine nell'analisi globale possono quindi prendersi in conto analizzando la struttura con forze orizzontali fittizie amplificate $F_{H,Ed}$:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{V,Ed}/F_{V,B}} \quad (H.7)$$

dove:

$F_{H,0Ed}$ è la forza orizzontale del primo ordine dovuta a vento, imperfezioni, ecc.;

$F_{V,Ed}$ è la forza verticale totale sugli elementi controventati e di controvento;

$F_{V,B}$ è il carico critico nominale per instabilità globale, vedere punto (2).

- (2) Il carico critico per instabilità $F_{V,B}$ può essere determinato secondo il punto H.1.3 (o H.1.2 se le deformazioni globali a taglio sono trascurabili). Tuttavia, in questo caso si raccomanda di utilizzare i valori della rigidezza nominale secondo il punto 5.8.7.2, includendo gli effetti della viscosità.
- (3) Nei casi in cui il carico critico per instabilità globale $F_{V,B}$ non è definito, si può invece utilizzare la seguente espressione:

$$F_{H,Ed} = \frac{F_{H,0Ed}}{1 - F_{H,1Ed}/F_{H,0Ed}} \quad (H.8)$$

dove:

$F_{H,1Ed}$ è la forza orizzontale fittizia che produce gli stessi momenti flettenti del carico verticale $N_{V,Ed}$ applicato sulla struttura deformata, con deformazioni prodotte da $F_{H,0Ed}$ (deformazioni del primo ordine) e calcolate con valori nominali di rigidezza secondo il punto 5.8.7.2.

Nota

L'espressione (H.8) deriva da calcoli numerici passo-passo, dove l'effetto del carico verticale e gli incrementi di deformazione, espressi come forze orizzontali equivalenti, sono sommati nei passi di calcolo successivi. Gli incrementi danno luogo a una serie geometrica dopo pochi passi di calcolo. Ipotezzando che ciò avvenga sin dal primo passo [il che è analogo ad assumere $\beta = 1$ nel punto 5.8.7.3 (3)], la somma può essere espressa come nell'espressione (H.8). Tale assunzione richiede che si utilizzano in tutti i passi di calcolo i valori di rigidezza rappresentativi della configurazione deformata finale (si noti che questa è anche l'ipotesi che sta alla base dell'analisi fondata sui valori nominali delle rigidezze). In altri casi, per esempio se si considerano le sezioni non fessurate nel primo passo di calcolo mentre la fessurazione si verifica in passi di calcolo successivi, oppure se la distribuzione delle forze orizzontali equivalenti cambia significativamente nei primi passi, allora devono essere eseguiti nell'analisi più passi di calcolo, fino a che si ottiene l'ipotesi di serie geometrica. Per esempio per più di due passi di calcolo nell'espressione (H.8) risulta:

$$F_{H,Ed} = F_{H,0Ed} + F_{H,1Ed} + F_{H,2Ed} / (1 - F_{H,3Ed} / F_{H,2Ed}).$$

APPENDICE I ANALISI DI SOLETTE SENZA NERVATURE E DI MURI DI CONTROVENTO

(informativa)

I.1 Solette senza nervature

I.1.1 Generalità

- (1) Per le finalità della presente Sezione le solette senza nervature possono essere di spessore costante oppure presentare capitelli (ingrossamenti sopra i pilastri).
- (2) Si raccomanda che le solette senza nervature siano analizzate adottando un metodo di analisi comprovato, quali a graticcio (in cui la soletta è schematizzata come una serie di elementi discreti collegati tra loro), con elementi finiti, con le linee di snervamento od a telaio equivalente. Si raccomanda di adottare proprietà geometriche e meccaniche appropriate.

I.1.2 Metodo di analisi del telaio equivalente

- (1) Si raccomanda di suddividere la struttura in telai longitudinali e trasversali formati da pilastri e strisce di soletta comprese tra le linee medie di pannelli adiacenti (area delimitata da quattro appoggi adiacenti). La rigidezza degli elementi può essere calcolata in base alla loro sezione intera (non fessurata). Per carichi verticali la rigidezza può essere basata sulla larghezza totale dei pannelli. Per carichi orizzontali, si raccomanda di adottare il 40% di questo valore per considerare la maggiore flessibilità dei nodi soletta/pilastro in strutture con solette senza nervature confrontata con quella dei nodi trave/pilastro. Nell'analisi in ciascuna direzione si raccomanda di tener conto del carico totale agente sul pannello.
- (2) Si raccomanda che i momenti flettenti totali ottenuti dall'analisi siano distribuiti sulla larghezza della soletta. Nell'analisi elastica i momenti flettenti negativi tendono a concentrarsi in prossimità agli assi dei pilastri.
- (3) Si raccomanda di considerare i pannelli suddivisi in zona su pilastri e in zona mediana (vedere figura I.1) e di ripartire i momenti flettenti come indicato nel prospetto I.1.

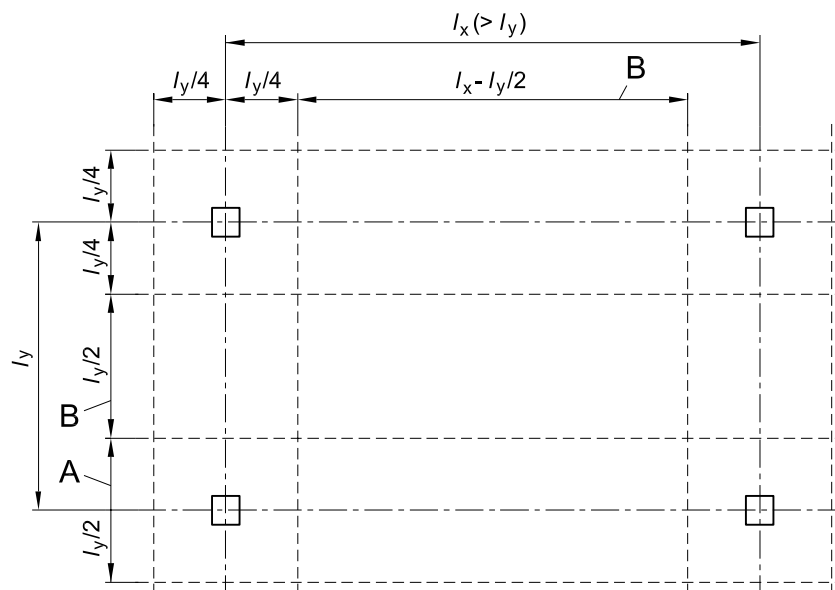
figura I.1

Suddivisione in pannelli di solette senza nervature

Legenda

A Zona su pilastro

B Zona centrale



- (4) Se la larghezza della zona su pilastro è diversa da $0,5l_x$ come illustrato nella figura I.1 (per esempio) e posta uguale alla larghezza dei capitelli, si raccomanda che la larghezza della fascia centrale sia modificata di conseguenza.
- (5) A meno che non siano presenti travi perimetrali adeguatamente progettate a torsione, si raccomanda che i momenti trasferiti ai pilastri di bordo o d'angolo siano limitati al momento resistente di una sezione rettangolare pari a $0,17 b_e d^2 f_{ck}$ (vedere figura 9.9 per la definizione di b_e). Si raccomanda che il momento positivo nella campata di estremità sia modificato di conseguenza.

prospetto I.1

Suddivisione semplificata del momento flettente in solette senza nervature

	Momenti negativi	Momenti positivi
Zona su pilastro	60 - 80%	50 - 70%
Zona centrale	40 - 20%	50 - 30%
Nota Si raccomanda che i momenti flettenti totali positivi e negativi che sopportano insieme le zone centrali e quelle sui pilastri ammontino al 100%.		

Nota Se si adottano capitelli di larghezza $> (l_y/3)$ le zone sui pilastri possono essere assunte pari alla larghezza dei capitelli. Si raccomanda di modificare la larghezza delle zone centrali di conseguenza.

I.1.3

Disposizione irregolare dei pilastri

- (1) Se, a causa dell'irregolare disposizione dei pilastri, una soletta senza nervature non può essere ragionevolmente calcolata col metodo del telaio equivalente, si può ricorrere ad uno schema a graticcio o ad altri metodi elastici. In tali casi è generalmente sufficiente la seguente analisi semplificata:
 - i) si analizza la soletta con l'intero carico, $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$, su tutte le campate;
 - ii) si raccomanda che i momenti flettenti in campata e sugli appoggi siano incrementati per tener conto degli effetti delle disposizioni del carico. Ciò può essere ottenuto caricando una campata critica (o più campate) con $\gamma_Q Q_k + \gamma_G G_k$ e il

resto della soletta con $\gamma_G G_k$. Se possono esserci variazioni significative tra i carichi permanenti relativi a campate diverse, si raccomanda che γ_G sia assunto pari a 1 per le campate non caricate;

- iii) gli effetti di questa particolare applicazione di carico possono quindi essere applicati ad altre campate e appoggi critici in modo analogo.
- (2) Si raccomanda di applicare le limitazioni relative al trasferimento dei momenti ai pilastri di bordo date nel punto I.1.2 (5).

I.2

Muri di controvento

- (1) I muri di controvento sono muri di calcestruzzo armato o non armato che contribuiscono alla stabilità laterale della struttura.
- (2) Si raccomanda che in una struttura la forza orizzontale sopportata da ciascun muro di controvento sia ottenuta da un'analisi globale della struttura, che tenga conto dei carichi applicati, delle eccentricità dei carichi nei confronti del centro di taglio della struttura e dell'interazione tra i diversi muri strutturali.
- (3) Si raccomanda di prendere in considerazione gli effetti dell'asimmetria di carico del vento (vedere EN 1991-1-4).
- (4) Si raccomanda di prendere in conto gli effetti della combinazione di forza assiale e taglio.
- (5) In aggiunta agli altri criteri per la funzionalità della struttura in esercizio dati nel presente codice, si raccomanda di considerare anche l'effetto delle oscillazioni dei muri di controvento sugli occupanti della struttura (vedere EN 1990).
- (6) In caso di strutture di edifici di non più di 25 piani, dove la disposizione in pianta dei muri è ragionevolmente simmetrica, e i muri non hanno aperture che provocano deformazioni a taglio significative, la forza orizzontale sopportata da un muro di controvento può essere ottenuta come segue:

$$P_n = \frac{P(EI)_n}{\sum (EI)} \pm \frac{(Pe)y_n(EI)_n}{\sum (EI)y_n^2} \quad (I.1)$$

dove:

P_n è la forza orizzontale sul muro n ;

$(EI)_n$ è la rigidezza del muro n ;

P è il carico applicato;

e è l'eccentricità di P rispetto al baricentro delle rigidezze (vedere figura I.3);

y_n è la distanza del muro n dal baricentro delle rigidezze.

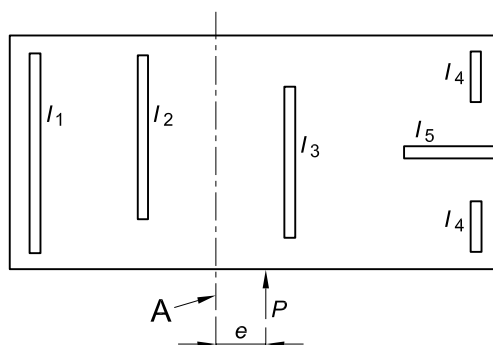
- (7) Se nel sistema di controvento sono associati elementi con e senza significative deformazioni a taglio, si raccomanda che l'analisi tenga conto della deformazione sia a taglio sia a flessione.

figura I.3

Eccentricità della forza dal baricentro dei muri di controvento

Legenda

A Baricentro del gruppo di muri di controvento



APPENDICE J DETTAGLI COSTRUTTIVI RELATIVI A SITUAZIONI PARTICOLARI

(informativa)

J.1

Armature di superficie

- (1) Si raccomanda che le armature di superficie, per evitare il distacco del calcestruzzo, siano impiegate se l'armatura principale è costituita da:

- barre di diametro maggiore di 32 mm, oppure
- gruppi di barre di diametro equivalente maggiore di 32 mm (vedere punto 8.8).

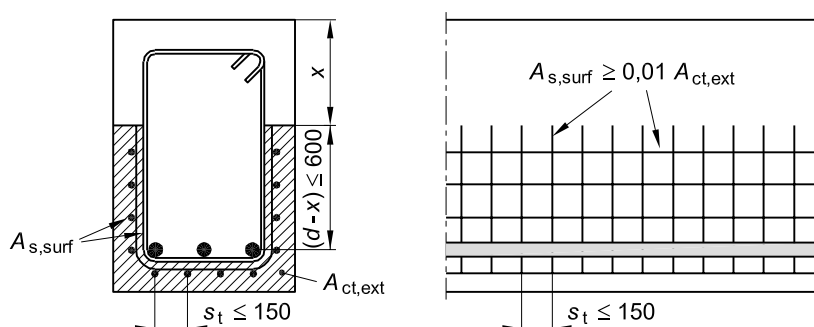
Si raccomanda che le armature di superficie siano costituite da reti di fili o da barre di piccolo diametro e siano collocate esternamente alle staffe come indicato nella figura J.1.

figura J.1

Esempio di armatura di superficie

Legenda

x È l'altezza dell'asse neutro allo stato limite ultimo



- (2) Si raccomanda che l'area delle armature di superficie $A_{s,surf}$ sia non minore di $A_{s,surf,min}$ nelle due direzioni parallela e ortogonale all'armatura di trazione disposta nella trave.

Nota

Il valore di $A_{s,surf,min}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato è $0,01 A_{ct,ext}$, essendo $A_{ct,ext}$ l'area di calcestruzzo tesa al di fuori delle staffe (vedere figura J.1).

- (3) Se il ricoprimento dell'armatura è maggiore di 70 mm per l'accresciuta durabilità si raccomanda di disporre analoghe armature di superficie di area pari a $0,005 A_{ct,ext}$ in ogni direzione.
- (4) Il copriferro minimo necessario per le armature di superficie è dato nel punto 4.4.1.2.
- (5) Le barre longitudinali delle armature di superficie possono essere considerate come armature per la flessione longitudinale e quelle trasversali come armature per il taglio a condizione che esse rispettino i requisiti relativi alla disposizione e all'ancoraggio di questi tipi di armatura.

J.2

Angoli di portali

J.2.1

Generalità

- (1) Si raccomanda che la resistenza del calcestruzzo $\sigma_{Rd,max}$ sia determinata in conformità con il punto 6.5.2 (zone di compressione con o senza armatura trasversale).

J.2.2

Angoli di portali soggetti a momenti flettenti negativi

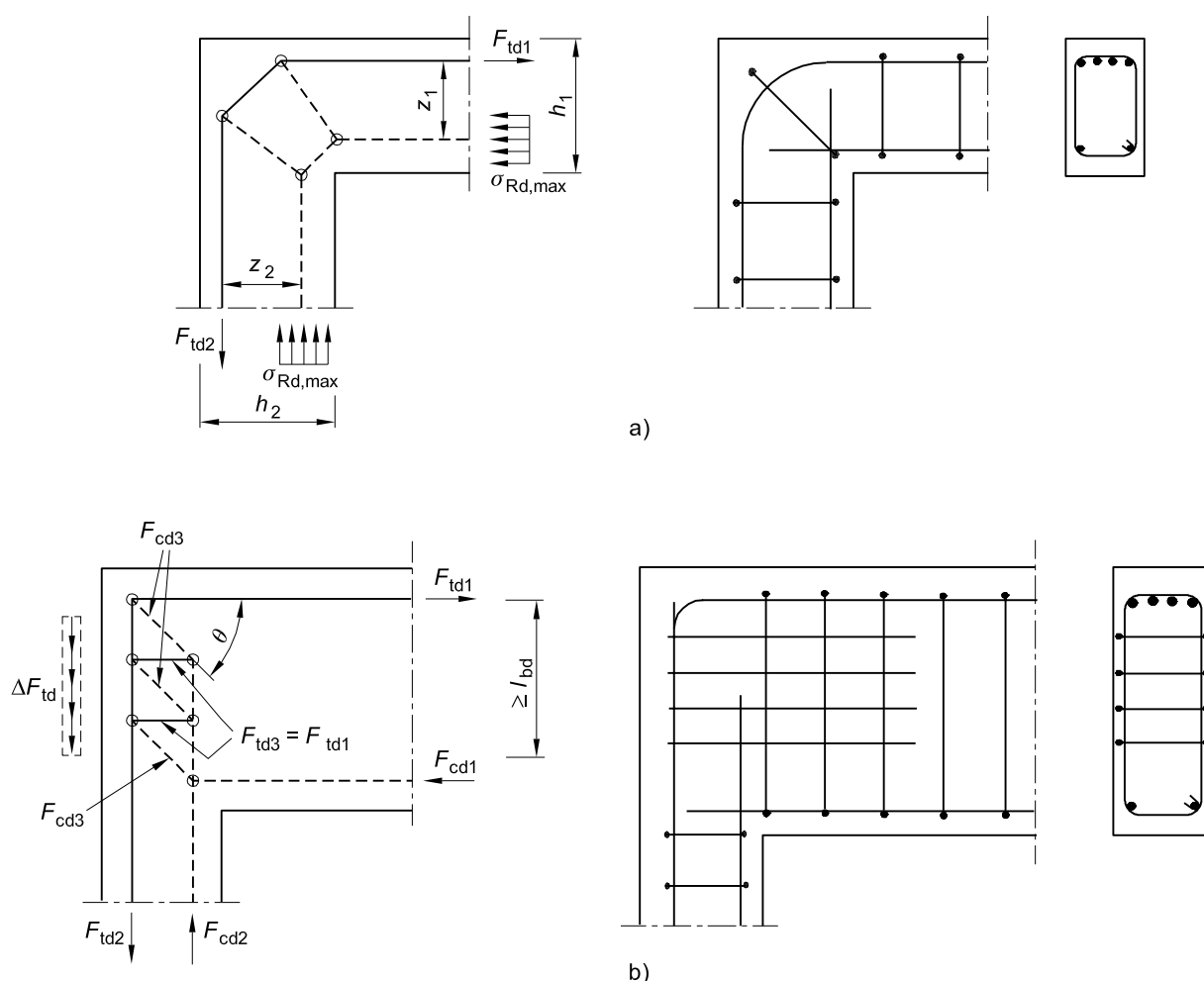
- (1) Per pilastro e trave con sezioni di altezze approssimativamente uguali ($\frac{2}{3} < h_2/h_1 < \frac{3}{2}$) [vedere figura J.2 (a)] non è richiesta la verifica delle armature di collegamento (staffe) o delle lunghezze di ancoraggio all'interno del nodo trave-pilastro a condizione che tutta l'armatura tesa della trave sia piegata attorno all'angolo.
 - (2) La figura J.2 (b) illustra un modello tirante e puntone per $h_2/h_1 < \frac{2}{3}$ per a un intervallo limitato di $\tan\theta$.
- Nota I valori dei limiti di $\tan\theta$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nell'appendice nazionale. Il valore raccomandato per il limite inferiore è 0,4 e quello per il limite superiore è 1.
- (3) Si raccomanda che la lunghezza di ancoraggio l_{bd} sia determinata per la forza $\Delta F_{td} = F_{td2} - F_{td1}$.
 - (4) Si raccomanda di disporre un'armatura per le forze di trazione trasversali perpendicolari al piano del nodo.

figura J.2

Angoli di portali soggetti a momenti negativi. Modello e armatura

Legenda

- a) Pilastro e trave con sezioni di altezze approssimativamente uguali
- b) Pilastro e trave con sezioni di altezze molto diverse



J.2.3

Angoli di portali con momenti flettenti positivi

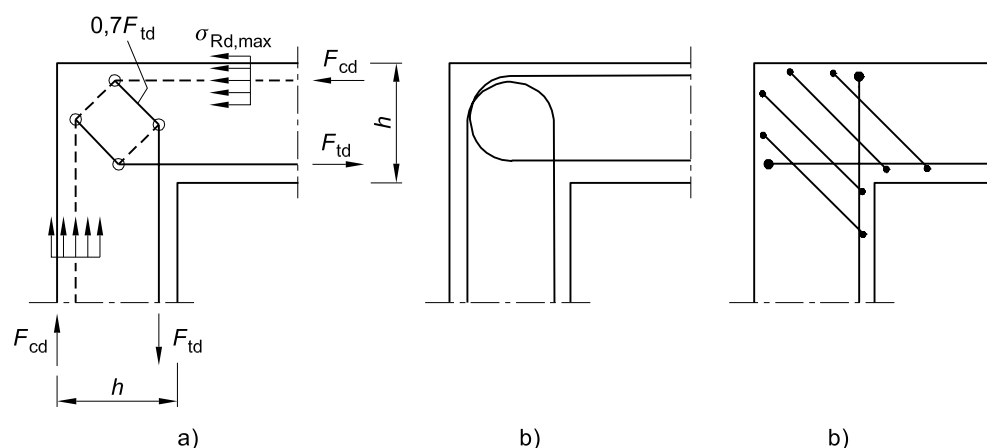
- (1) Per pilastro e trave con sezioni di altezze approssimativamente uguali, possono essere usati i modelli tirante e puntone dati nelle figure J.3 (a) J.4 (a). Si raccomanda che le armature siano disposte a cappio nella regione d'angolo oppure come due barre a U sovrapposte combinate con staffe inclinate come illustrato nella figura J.3 (b) e (c) e nella figura J.4 (b) e (c).

figura J.3

Angoli di portali soggetti a moderati momenti positivi (per esempio, $A_s/bh \leq 2\%$)

Legenda

- a) Modello tirante e puntone
b) e c) Dettaglio costruttivo dell'armatura



- (2) Per elevati momenti flettenti positivi si raccomanda di prevedere una barra diagonale e staffe di cucitura per evitar spaccature, come illustrato nella figura J.4.

figura J.4

Angoli di portali soggetti a elevati momenti positivi (per esempio, $A_s/bh \leq 2\%$)

Legenda

- a) Modello tirante e puntone
b) e c) Dettaglio costruttivo dell'armatura

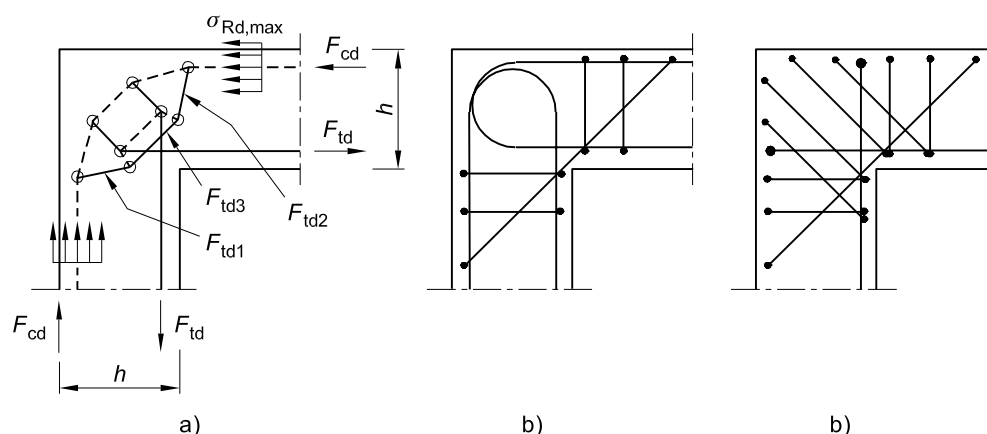


figura J.6

Dettagli costruttivi per mensole

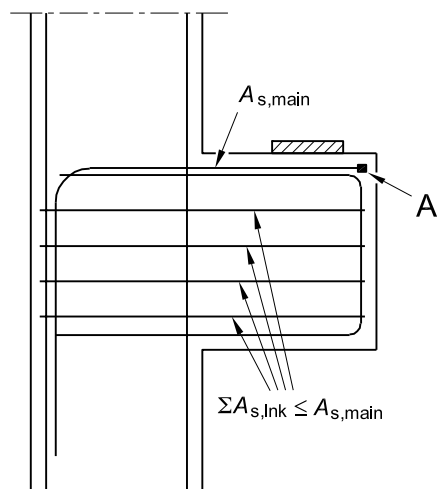
Legenda

A Dispositivi di ancoraggio o cappi

B Staffe

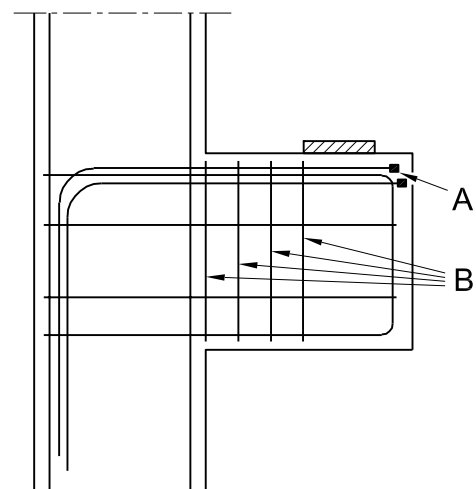
a) Armatura per $a_c \leq 0,5 h_c$

b) Armatura per $a_c > 0,5 h_c$



a)

$$A_{s,lnk} \geq k_1 A_{s,main}$$



b)

