

Prefazione alla 1^a ristampa

Nella recente storia delle norme tecniche si segnalano due tappe importanti: la trasformazione degli Eurocodici dalla fase sperimentale ENV a quella definitiva EN e l'emanazione delle Norme Tecniche NTC 2008.

La fondamentale novità, rispetto al passato, sta nel fatto che le NTC 2008 sono state fondate sugli stessi criteri generali di progettazione strutturale degli Eurocodici e sono fortemente ispirate ad essi nelle regole pratiche oltre che nei principi.

Con la prima tappa l'AICAP, allo scopo di incoraggiare l'uso degli Eurocodici, in particolare dell'EC2, ha pubblicato la prima edizione di questi due volumi nel giugno del 2006. In concomitanza con la seconda tappa si è proceduto ad una loro revisione per renderli pienamente allineati con le Norme Tecniche (aprile 2008).

Questo è stato reso possibile sia dalla nuova impostazione data alle NTC 2008, sia dai numerosi richiami agli stessi Eurocodici in esse contenuti.

Questa ristampa, che vede la luce dopo una diffusione di oltre 10.000 copie delle precedenti, contiene soltanto marginali ritocchi redazionali alcuni dei quali segnalati da attenti lettori ai quali va un sentito ringraziamento.

Franco ANGOTTI
Luca SANPAOLESI
Roma, gennaio 2012

INDICE

PREMESSA <i>Luca Sanpaolesi</i>	pag. 8
PREFAZIONE <i>Franco Angotti</i>	pag. 9
INTRODUZION <i>Franco Angotti</i>	pag. 10
1. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE [SEZ. 2 – EC2] <i>Franco Angotti, Maurizio Orlando</i>	pag. 25
1.1 Premessa	
1.2 Affidabilità, vita utile di progetto, durabilità, gestione per la qualità	
1.3 Principi di progettazione agli stati limite	
1.4 Azioni	
1.5 Proprietà dei materiali e dei prodotti	
1.6 Combinazioni di azioni	
2. MATERIALI [SEZ. 3 – EC2] <i>Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano</i>	pag. 63
2.1 Calcestruzzo [3.1 – EC2]	
2.2 Armature di acciaio ordinarie [3.2 – EC2]	
2.3 Armature di acciaio per precompressione [3.3 – EC2]	
3. DURABILITÀ E COPRIFERRO [SEZ. 4 – EC2] <i>Antonello Gasperi</i>	pag. 77
3.1 Generalità [4.1 – EC2]	
3.2 Le condizioni ambientali [4.2 – EC2]	
3.3 Il copriferro [4.4.1 - EC2]	
4. ANALISI STRUTTURALE [SEZ. 5: 5.1-5.2-5.3-5.4-5.5-5.6-5.7 – EC2] <i>Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano</i>	pag. 89
4.1 Generalità [5.1 – EC2]	
4.2 Imperfezioni geometriche [5.2 – EC2]	
4.3 Modellazione della struttura [5.3 – EC2]	
4.4 Considerazioni generali sul comportamento non lineare delle strutture	
4.5 Metodi di analisi	
4.6 Esempi	
4.7 Considerazioni finali	

5. EFFETTI DEL 2° ORDINE IN PRESENZA DI CARICO ASSIALE pag. 113
[SEZ. 5: 5.8 – EC2]

Franco Mola, Sara Cattaneo, Francesca Giussani

- 5.1 Generalità [5.8.1 - EC2]
- 5.2 I metodi di analisi [5.8.5 - EC2]
- 5.3 Flessione biassiale [5.8.9 - EC2]
- 5.4 Instabilità laterale delle travi snelle [5.9 - EC2]
- 5.5 Applicazioni

6. ELEMENTI E STRUTTURE PRECOMPRESSI [SEZ. 5: 5.10 – EC2] pag. 141

Antonello Gasperi

- 6.1 Generalità [5.10.1 - EC2]
- 6.2 La forza di precompressione all'atto della messa in tensione delle armature [5.10.2 - EC2]
- 6.3 La forza di precompressione (al tempo t) [5.10.3 - EC2]
- 6.4 Le perdite di precompressione immediate nella pre-tensione [5.10.4 - EC2]
- 6.5 Le perdite di precompressione immediate nella post-tensione [5.10.5 - EC2]
- 6.6 Le perdite di precompressione nella pre-tensione e nella post-tensione dipendenti dal tempo [5.10.6 - EC2]
- 6.7 La messa in conto della precompressione nell'analisi strutturale [5.10.7 - EC2]
- 6.8 Gli effetti della precompressione allo stato limite ultimo, allo stato limite di esercizio ed allo stato limite di fatica [5.10.8, 5.10.9 - EC2]

7. STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE SEMPLICE E COMPOSTA [SEZ. 6: 6.1 – EC2] pag. 161

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

Premessa

- 7.1 Ipotesi fondamentali
- 7.2 Determinazione della risultante di compressione e della sua posizione rispetto al lembo di massima deformazione nel caso di sezione rettangolare
- 7.3 Calcolo delle sollecitazioni resistenti di sezioni rettangolari
- 7.4 Progetto delle armature nel caso di flessione semplice e flessione composta con grande eccentricità
- 7.5 Pressoflessione retta in sezione rettangolare dotata di armature simmetriche
- 7.6 Diagramma di interazione $M_{Rd}-N_{Rd}$
- 7.7 Flessione e presso - flessione deviate

8. STATI LIMITE ULTIMI PER TENSIONI TANGENZIALI pag. 197

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

8.1 TAGLIO [SEZ. 6: 6.2 – EC2]

- 8.1-1 Simbologia e raccomandazioni progettuali

- 8.1-2 Membrature non dotate di armature trasversali [6.2.2 – EC2]
- 8.1-3 Travi semplicemente appoggiate precomprese e prive di armature trasversali
- 8.1-4 Membrature che comportano armature trasversali

8.2 TORSIONE [SEZ. 6: 6.3 – EC2]

- 8.2-1 Generalità
- 8.2-2 Procedimento di calcolo
- 8.2-3 Formule relative alla torsione dedotte da quelle del taglio
- 8.2-4 Esempio di calcolo
- 8.2-5 Diagrammi di interazione Taglio - Torsione

9. PUNZONAMENTO [SEZ. 6: 6.4 – EC2]

pag. 223

Franco Angotti, Maurizio Orlando

- 9.1 Generalità [6.4.1 – EC2]
- 9.2 Distribuzione del carico e perimetro di verifica di base [6.4.2 – EC2]
- 9.3 Calcolo del taglio-punzonamento [6.4.3 – EC2]
- 9.4 Resistenza a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armature a taglio [6.4.4 – EC2]
- 9.5 Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri con armature a taglio punzonamento [6.4.5 – EC2]
- 9.6 Esempi

10. PROGETTO CON MODELLI TIRANTE-PUNTONE [SEZ. 6: 6.5-EC2] pag. 261 PRESSIONI LOCALIZZATE [SEZ. 6: 6.7 – EC2]

Franco Angotti, Maurizio Orlando

- 10.1 Introduzione
- 10.2 Generalità [6.5.1 – EC2]
- 10.3 Puntoni [6.5.2 – EC2]
- 10.4 Tiranti [6.5.3 – EC2]
- 10.5 Nodi [6.5.4 – EC2]
- 10.6 Esempi

11. STATI LIMITE DI ESERCIZIO [SEZ. 7 – EC2]

pag. 307

Franco Mola, Sara Cattaneo, Francesca Giussani

- 11.1 Limitazione dello stato di tensione [7.2 – EC2]
- 11.2 Controllo della fessurazione [7.3 – EC2]
- 11.3 Controllo degli spostamenti [7.4 – EC2]
- 11.4 Applicazioni

12. PARTICOLARI COSTRUTTIVI RIGUARDANTI LE ARMATURE pag. 355 ORDINARIE E LE ARMATURE DA PRECOMPRESSIONE [SEZ. 8 – EC2]

Antonello Gasperi

- 12.1 Generalità [8.1 – EC2]

- 12.2 La distanza fra le barre [8.2 – EC2]
- 12.3 I diametri dei mandrini da utilizzare per la piegatura delle barre [8.3 – EC2]
- 12.4 L'ancoraggio delle armature longitudinali [8.4 – EC2]
- 12.5 L'ancoraggio delle staffe (ed, in generale, delle armature a taglio) [8.5 – EC2]
- 12.6 La giunzione delle barre per sovrapposizione [8.7 – EC2]
- 12.7 Le armature trasversali nelle zone di sovrapposizione delle barre [8.7.4 – EC2]
- 12.8 La disposizione delle armature da precompressione [8.10.1 – EC2]
- 12.9 L'ancoraggio delle armature pre-tese [8.10.2 – EC2]
- 12.10 Le zone di ancoraggio delle armature post-tese [8.10.3 – EC2]

**13. REGOLE AGGIUNTIVE RIGUARDANTI GLI ELEMENTI E
LE STRUTTURE PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO
[SEZ. 10 – EC2]**

pag. 381

Antonello Gasperi

- 13.1 Generalità [10.1 – EC2]
- 13.2 Terminologia specifica [10.1.1 – EC2]
- 13.3 I criteri generali riguardanti la progettazione [10.2 – EC2]
- 13.4 I materiali [10.3 – EC2]
- 13.5 Analisi strutturale [10.5 – EC2]
- 13.6 Indicazioni aggiuntive sulle perdite di tensione nelle armature da precompressione [10.5.2 – EC2]
- 13.7 Regole specifiche riguardanti la progettazione ed i particolari costruttivi [10.9 – EC2]

**14. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO
STRUTTURALE [SEZ. 11 – EC2]**

pag. 395

Paolo Formichi

- 14.1 Generalità
- 14.2 Basi della progettazione
- 14.3 Materiali
- 14.4 Durabilità
- 14.5 Stati limiti ultimi
- 14.6 Stati limite di servizio
- 14.7 Dettagli per le armature
- 14.8 Dettagli per le membrature e regole particolari
- 14.9 Regole aggiuntive per elementi e strutture prefabbricate
- 14.10 Strutture in calcestruzzo non armato o debolmente armato

1. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE STRUTTURALE [SEZ. 2 – EC2]

Franco Angotti, Maurizio Orlando

1.1 PREMESSA

La Sezione 2 dell'Eurocodice 2 Parte 1.1 ricorda che le strutture di calcestruzzo vanno progettate in accordo con le regole generali contenute nella EN1990 e con le azioni previste nella EN1991 e contiene inoltre alcune prescrizioni aggiuntive.

In particolare i requisiti di base della Sezione 2 della EN1990 possono considerarsi soddisfatti per le strutture di calcestruzzo se si esegue una progettazione agli stati limite con il metodo dei coefficienti parziali in accordo con EN1990, si definiscono le azioni in accordo con EN1991, le combinazioni di azioni in accordo con EN1990, ed infine le resistenze, durabilità ed esercizio in accordo con EN1992.

1.2 AFFIDABILITÀ, VITA UTILE DI PROGETTO, DURABILITÀ, GESTIONE PER LA QUALITÀ

I punti (2.1.2)-EC2 e (2.1.3)-EC2 rimandano alla Sezione 2 di EN1990 per le regole relative all'affidabilità, alla vita utile di progetto, alla durabilità ed alla gestione della qualità.

Di seguito si richiamano sinteticamente queste regole, insieme ai concetti base legati all'affidabilità strutturale.

Secondo la definizione riportata in EN1990, l'affidabilità è la capacità di una struttura o di un elemento strutturale di soddisfare i requisiti specifici per i quali è stata progettata; essa comprende sicurezza strutturale, funzionalità ("serviceability") e durabilità.

Data la natura aleatoria delle grandezze che entrano in gioco nel progetto di una struttura (azioni, geometria, condizioni di vincolo, resistenze dei materiali, ecc.), la valutazione dell'affidabilità strutturale non può essere impostata in termini deterministici, ma richiede un'analisi di tipo probabilistico. L'obiettivo della verifica di sicurezza è pertanto quello di mantenere la probabilità di crisi, ossia di raggiungimento o superamento di un'assegnata condizione pericolosa per la struttura, al di sotto di un valore prefissato. Questo valore è fissato in funzione del tipo di costruzione, dell'influenza sulla incolumità delle persone e dei danni alle cose.

Ogni situazione pericolosa per una costruzione è chiamata "stato limite", essa rappresenta una condizione raggiunta la quale la costruzione non è più in grado di assolvere le funzioni per le quali è stata progettata. Gli stati limite sono distinti in stati limite ultimi e stati limite di esercizio a seconda della gravità delle loro conseguenze: i primi sono associati al collasso di tutta o di una parte della struttura, i secondi causano danni limitati, che rendono inutilizzabile la struttura rispetto alle esigenze del progetto. Gli stati limite di esercizio si distinguono in reversibili ed irreversibili: i primi sono quelli per i quali non rimane nessun effetto quando vengono rimosse le azioni che ne hanno causato il superamento, mentre per i secondi rimangono alcune conseguenze. Ad esempio lo stato limite di apertura delle fessure caratterizzato da un valore limitato della loro ampiezza è uno stato limite reversibile, mentre

2. MATERIALI [SEZ. 3 – EC2]

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

La Sezione 3 dell'Eurocodice 2, dedicata ai materiali, è strutturata nei seguenti paragrafi:

3.1 – Calcestruzzo

3.2 – Acciaio per cemento armato. A questo è collegata l'Appendice C-EC2

3.3 – Acciaio da precompressione.

Qui si richiamano le informazioni più significative ai fini delle applicazioni.

2.1 CALCESTRUZZO [3.1 – EC2]

Il paragrafo tratta i calcestruzzi di peso normale, ossia, ai sensi della EN 206-1, aventi peso per unità di volume compreso fra 2000 e 2600 kg/m³. I calcestruzzi "leggeri" sono trattati nel Cap.14 [Sez.11-EC2].

In [3.1.2(1)P-EC2] la resistenza a compressione, in accordo con la EN 206-1, è definita dal valore caratteristico f_{ck} (frattile di ordine 5% della distribuzione) ottenuto elaborando i risultati di prove a compressione eseguite a 28 giorni di maturazione su campioni cilindrici di diametro 150 mm e altezza 300 mm. Poiché in molti Paesi, fra cui l'Italia, la sperimentazione è riferita a cubi di spigolo 150 mm, l'EC2 contempla anche la resistenza $f_{ck,cubo}$.

Le classi di resistenza sono definite con la sigla C seguita da due numeri che rappresentano la resistenza caratteristica cilindrica e quella cubica espresse in N/mm², ad esempio C30/37.

L'EC2 contempla 14 classi: da C12/15 a C90/105.

Le coppie di valori f_{ck}/R_{ck} (ovvero $f_{ck}/f_{ck,cubo}$) sono intese a stabilire una corrispondenza fra le resistenze caratteristiche determinate con i due tipi di provini, nel senso che se una serie di saggi cilindrici soddisfa la f_{ck} della classe, automaticamente è soddisfatto il valore R_{ck} della stessa classe. E viceversa. I rapporti f_{ck}/R_{ck} delle varie classi non sono una costante, ma variano fra 0,78 e 0,85.

Pur sussistendo la citata corrispondenza, l'EC2 assume come parametro guida la resistenza cilindrica f_{ck} (cfr. [3.1.2(2)P-EC2]). Le caratteristiche meccaniche e fisiche che interessano la progettazione sono espresse in funzione di f_{ck} . Il Prospetto [3.1-EC2] riporta nell'ultima colonna le relazioni analitiche relative e nel corpo della tabella, in neretto, i valori arrotondati delle caratteristiche da introdurre nei calcoli.

Il Prospetto 2.1 qui presentato è la riproduzione parziale dello stesso con i valori essenziali. Inoltre nella Fig. 2.1 sono diagrammati, in funzione di f_{ck} , i valori della resistenza media a compressione f_{cm} , di quella a trazione f_{ctm} e del modulo di elasticità E_{cm} definito dall'inclinazione della retta secante il diagramma σ - ϵ fra i punti $\sigma = 0$ e $\sigma = 0,4 \cdot f_{cm}$ come indicato nella [Fig. 3.2-EC2].

L'Appendice Nazionale con riferimento al punto [3.1.2(2)P-EC2] prescrive che per l'impiego delle classi C80/95 e C90/105 occorre specifica autorizzazione dell'Autorità Nazionale.

3. DURABILITÀ E COPRIFERRO [SEZ. 4 – EC2]

Antonello Gasperi

3.1 GENERALITÀ [4.1 – EC2]

La sezione 4 - EC2 fornisce indicazioni per progettare strutture durevoli ed, in particolare, fornisce i valori del copriferro che occorre adottare nelle strutture di calcestruzzo.

Una struttura è considerata durevole se, effettuando una manutenzione ordinaria, mantiene, durante tutto il tempo previsto per la sua vita utile di progetto, le caratteristiche di resistenza, di stabilità e di attitudine ad essere utilizzata. La durabilità può essere definita come la conservazione delle caratteristiche (fisiche e meccaniche) e delle prestazioni delle strutture e dei materiali con cui le strutture sono realizzate; tale conservazione si deve protrarre per tutto il tempo della vita utile di progetto dell'edificio (o in generale dell'opera), effettuando soltanto operazioni di manutenzione ordinaria.

La durabilità è una proprietà essenziale per mantenere i previsti livelli di sicurezza durante tutta la vita utile di progetto della struttura.

Per ottenere strutture durevoli fondamentale risulta essere la corretta progettazione strutturale ed architettonica delle strutture stesse e delle opere complementari e di finitura, con specifico riferimento ai particolari costruttivi; tale progettazione deve tenere conto, fra l'altro, della vita utile di progetto richiesta, dell'ambiente in cui l'edificio è posto, delle tipologie e delle ripetizioni dei carichi. Altrettanto fondamentale per la durabilità risulta essere la corretta esecuzione delle opere, con particolare riferimento al calcestruzzo che, oltre ad essere realizzato secondo una ricetta tale da renderlo durevole, deve essere posto in opera secondo le procedure previste e deve maturare in conformità alle condizioni prescritte.

Nel progetto delle strutture occorre tenere presente le azioni dirette ed indirette e le condizioni ambientali alle quali le strutture stesse possono essere esposte nel corso della loro vita utile.

Fra le cause che possono provocare alterazioni nella struttura durante la sua vita utile di progetto sono da annoverare anche gli effetti strutturali dovuti al ritiro ed alla viscosità del calcestruzzo.

La sezione 4 - EC2 tratta principalmente dei seguenti argomenti:

- le condizioni ambientali alle quali una struttura di calcestruzzo può essere esposta (4.2 - EC2);
- il copriferro (4.4.1 - EC2).

3.2 LE CONDIZIONI AMBIENTALI [4.2 – EC2]

Nel paragrafo 4.2 - EC2 (con riferimento alla EN 206-1) vengono elencate le classi di esposizione a cui occorre fare riferimento per poter individuare il valore del copriferro e la classe di resistenza minima da adottare per il calcestruzzo (come è noto il copriferro e la classe di resistenza del calcestruzzo risultano essenziali al fine di ottenere strutture durevoli).

Nel prospetto 4.1 - EC2 si riportano le sei classi di esposizione previste, ciascuna con alcune

4. ANALISI STRUTTURALE [SEZ. 5: 5.1- 5.2 - 5.3 - 5.4 - 5.5 - 5.6 - 5.7– EC2]

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

4.1 GENERALITÀ [5.1 – EC2]

L'analisi strutturale è il processo di determinazione degli effetti delle azioni (forze, deformazioni impresse) in termini di caratteristiche di sollecitazione o di stati di tensione o di deformazione su una struttura geometricamente e meccanicamente definita.

L'analisi comporta preliminarmente l'idealizzazione della struttura fondata su ipotesi di comportamento più o meno raffinate. Vi sono quattro tipi di idealizzazione:

- comportamento non lineare, che prende in conto, al crescere dell'azione, la fessurazione, la plasticizzazione delle armature al di là dallo snervamento, la plasticizzazione del calcestruzzo compresso. Di qui derivano i procedimenti di calcolo dell'analisi non lineare di cui al punto [5.7-EC2];
- comportamento elastico lineare che assume, per l'analisi, sezioni interamente reagenti e perfetta elasticità. Ne deriva il procedimento di analisi lineare di cui al punto [5.4-EC2];
- comportamento plastico che, nella variante cinematica, [5.6-EC2], ipotizza allo stato limite ultimo la trasformazione della struttura in un meccanismo mediante la formazione di cerniere plastiche; e che nella variante statica, [5.6.4-EC2], schematizza la struttura con elementi compressi e tesi (punti e tiranti);
- comportamento elastico lineare con ridistribuzioni limitate [5.5-EC2]. Trattasi di un procedimento progettuale (e non di analisi) che si fonda su ipotesi miste che discendono da quelle dell'analisi lineare e da quelle dell'analisi non lineare.

Prima di affrontare il problema dell'analisi è necessario esaminare alcune questioni introduttive: le imperfezioni geometriche e la definizione degli elementi che costituiscono le strutture.

4.2 IMPERFEZIONI GEOMETRICHE [5.2 – EC2]

Gli effetti di possibili imperfezioni della geometria della struttura devono essere presi in conto per le verifiche allo stato limite ultimo, ma non necessariamente per gli stati limite di esercizio. Tali effetti devono essere combinati con gli effetti delle azioni.

EC2 tratta essenzialmente le ossature degli edifici organizzate in pilastri e orizzontamenti. Per la valutazione delle imperfezioni fa riferimento a quelle correlate a un'esecuzione normale (Classe di esecuzione 1 di ENV 13670 "Esecuzione di strutture di calcestruzzo").

Le imperfezioni sono rappresentate dall'inclinazione non intenzionale degli elementi verticali:

$$\theta_1 = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad [5.1 - EC2] \quad (4.1)$$

5. EFFETTI DEL 2° ORDINE IN PRESENZA DI CARICO ASSIALE [SEZ. 5: 5.8 - EC2]

Franco Mola, Sara Cattaneo, Francesca Giussani

5.1 GENERALITÀ [5.8.1 – EC2]

Le modalità di analisi di strutture sensibili agli effetti del secondo ordine sono formulate in EC2 mediante tre metodi definiti quale metodo generale, metodo della rigidità nominale e metodo della curvatura nominale. Dei tre metodi il primo costituisce un'estensione dell'approccio all'analisi strutturale di tipo non lineare ed ha carattere di completezza e universalità applicativa. Gli altri due metodi sono invece di tipo approssimato e il loro campo d'applicazione, nonché la precisione dei risultati che da essi si possono derivare, dipende da svariati fattori. Per questa ragione, allo scopo di definire i campi di applicazione dei metodi e le grandezze essenziali che governano i risultati, i punti [5.8.1÷5.8.4 - EC2] sono dedicati all'esposizione di definizioni, criteri e modalità atte a circoscrivere il problema, demandando ai punti [5.8.5÷5.8.8 - EC2] la descrizione e gli aspetti applicativi dei metodi di analisi. Allo scopo di poter applicare tali metodi per la verifica dello stato limite di instabilità, si ricordano nel prosieguo le definizioni ed i principi fondamentali sui quali tale applicazione si basa.

Nel punto [5.8.1 - EC2] vengono stabilite alcune definizioni generali di immediata comprensione alle quali direttamente si rimanda, mentre nel punto [5.8.2 - EC2] vengono formulati i principi essenziali sui quali deve essere condotta l'analisi strutturale. Precisamente si stabilisce che:

1. La sezione [5.8 - EC2] tratta dall'analisi di strutture sensibili agli effetti del secondo ordine quali colonne, pareti, pali, archi, voltine. Si riconosce la possibilità di fenomeni di instabilità globale in strutture il cui sistema di controvento sia flessibile;
2. L'analisi dello stato deformativo, da cui dipendono gli effetti di secondo ordine deve condursi tenendo conto delle cause che ne possono amplificare l'entità in particolare la fessurazione, la non linearità dei materiali e la viscosità;
3. Ove necessario occorre includere gli effetti associati alla flessibilità di elementi adiacenti e all'interazione terreno-struttura;
4. Occorre tenere conto, qualora significative, delle conseguenze derivanti da stati flessionali di tipo biassiale;
5. Le incertezze geometriche e di posizione dei carichi devono essere introdotte quali imperfezioni geometriche che generano incrementi dei momenti di primo ordine;
6. Possono trascurarsi gli effetti del secondo ordine purché inferiori al 10% di quelli del primo ordine.

La prescrizione 6. ha quale scopo la semplificazione della analisi strutturale allorché, accertata la modesta sensibilità del complesso agli effetti del secondo ordine, questi possono essere trascurati. Questo criterio non è tuttavia immediatamente applicabile poiché non è possibile in linea di principio stabilire, senza effettuare una analisi preventiva, se la struttura sarà o meno in grado di soddisfare le richieste limitazioni in termini di sollecitazioni di secondo ordine. Per rendere operativo il criterio 6., nel punto [5.8.3 - EC2] vengono definiti, almeno relativamente

6. ELEMENTI E STRUTTURE PRECOMPRESSI [SEZ. 5: 5.10 – EC2]

Antonello Gasperi

6.1 GENERALITÀ [5.10.1 - EC2]

Il paragrafo 5.10 - EC2 fornisce indicazioni riguardanti gli elementi e le strutture di calcestruzzo armato precompresso.

Il paragrafo 5.10 - EC2 tratta i seguenti argomenti:

- generalità (5.10.1 - EC2);
- la forza di precompressione all'atto della messa in tensione delle armature (5.10.2 - EC2);
- la forza di precompressione (al tempo t) (5.10.3 - EC2);
- le perdite di precompressione immediate nella pre-tensione (5.10.4 - EC2);
- le perdite di precompressione immediate nella post-tensione (5.10.5 - EC2);
- le perdite di precompressione nella pre-tensione e nella post-tensione dipendenti dal tempo (5.10.6 - EC2);
- la messa in conto della precompressione nell'analisi strutturale (5.10.7 - EC2);
- gli effetti della precompressione allo stato limite ultimo (5.10.8 - EC2);
- gli effetti della precompressione allo stato limite di esercizio ed allo stato limite di fatica (5.10.9 - EC2).

Di seguito si prendono in esame alcuni argomenti fra quelli sopra menzionati.

Gli effetti della precompressione possono essere considerati come “un'azione” o come una “resistenza”. La capacità portante dell'elemento strutturale precompresso deve essere calcolata di conseguenza.

In generale gli effetti della precompressione vengono conglobati nel calcolo delle sollecitazioni interne (momenti flettenti, sforzi assiali e tagli) presenti negli elementi strutturali precompressi. Con tale ipotesi il contributo delle armature da precompressione alla resistenza della sezione (appartenente all'elemento strutturale precompresso) deve essere limitato alla resistenza aggiuntiva delle armature stesse al di là della pre-tensione. Tale resistenza può essere calcolata considerando che l'origine del diagramma sforzi-deformazioni relativo alle armature da precompressione venga traslato per tenere conto degli sforzi dovuti alla tesatura.

Deve in ogni caso essere evitata la rottura fragile dell'elemento strutturale causata dalla rottura delle armature da precompressione.

Per evitare la rottura fragile occorre seguire uno o più dei metodi sotto indicati:

- A. si utilizzano armature ordinarie in quantità non inferiore a quella prevista al paragrafo 9.2.1 - EC2; si evidenzia che la presenza di armature aderenti allontana il pericolo di rottura fragile;

7.STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE SEMPLICE E COMPOSTA [SEZ. 6: 6.1 – EC2]

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

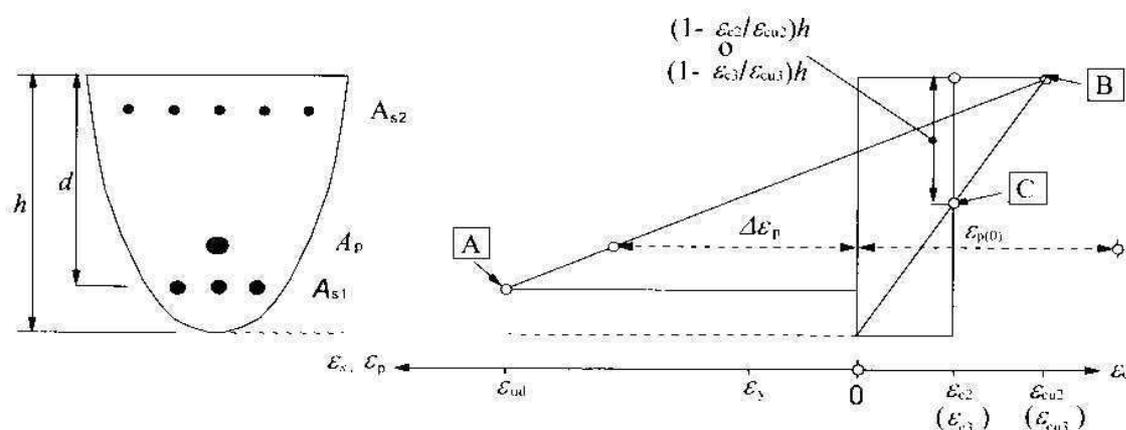
Premessa

Il presente capitolo [6.1-EC2], che nell'Eurocodice occupa lo spazio di poco più di una pagina, contiene i concetti che stanno alla base di un gran numero di verifiche allo stato limite ultimo. Tali concetti sono qui sviluppati e applicati ai casi di più frequente impiego: sezioni rettangolari, sezioni a T, progetto di armature, calcolo delle sollecitazioni resistenti di sezioni assegnate, ecc.

7.1 IPOTESI FONDAMENTALI

Le ipotesi fondamentali contenute nel punto [6.1-EC2] sono le seguenti:

- Le sezioni rette si mantengono piane (cfr. Fig. 7.1)
- Le armature subiscono le stesse deformazioni del conglomerato ad esse adiacente
- Il conglomerato reagisce solo a compressione
- Le massime deformazioni del conglomerato compresso sono indicate con ϵ_{cu2} o ϵ_{cu3} a seconda dei diagrammi tensioni deformazioni contenuti nel punto [3.1.7-EC2]. I valori sono riportati nel Prospetto 2.1. I valori di ϵ_{cu2} sono diagrammati nella Fig. 2.2.
- La massima deformazione di progetto dell'acciaio teso è indicata con ϵ_{ud} . I valori sono riportati al punto 7.1.1.
- Nel caso di compressione che non sia determinata da precompressione, per tenere conto delle incertezze sul punto di applicazione dei carichi, si deve ipotizzare un'eccentricità pari al maggiore dei due valori $h/30$ e 20 mm, essendo h la dimensione nella direzione considerata per l'eccentricità.



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

Fig. 7.1. Possibili distribuzioni delle deformazioni allo stato limite ultimo [Fig. 6.1-EC2].

8. STATI LIMITE ULTIMI PER TENSIONI TANGENZIALI

Piero Marro, Matteo Guiglia, Maurizio Taliano

8.1 TAGLIO [SEZ. 6: 6.2 – EC2]

8.1.1 Simbologia e raccomandazioni progettuali

Per le verifiche a taglio allo stato limite ultimo il punto [6.2.1(1)P–EC2] introduce i seguenti simboli:

$V_{Rd,c}$, resistenza di progetto di un elemento privo di armatura a taglio

$V_{Rd,s}$, sforzo di taglio che può essere sopportato da un elemento dotato di armature trasversali, limitato dalla resistenza delle stesse armature

$V_{Rd,max}$, sforzo di taglio che può essere sopportato da un elemento dotato di armature trasversali, limitato dalla resistenza delle bielle compresse.

Si richiamano inoltre i seguenti punti dell'EC2:

- 6.2.1(4): Se, sulla base dei calcoli, non è richiesta armatura a taglio, si raccomanda di disporre comunque un'armatura minima in accordo con il punto [9.2.2 - EC2]. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) in cui la ripartizione trasversale dei carichi può avvenire. L'armatura minima a taglio può anche essere omessa in elementi di minore importanza (ad esempio architravi di luce ≤ 2 m) che non contribuiscono in modo significativo alla resistenza e alla stabilità complessiva della struttura.
- 6.2.1(8): Per elementi soggetti prevalentemente a carichi distribuiti uniformemente, non è necessario che lo sforzo di taglio di progetto sia 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 dovrà verificare che il taglio in corrispondenza dell'appoggio non superi $V_{Rd,max}$. A tale riguardo si tengano presenti i punti [6.2.2 (6) e 6.2.3 (8) –EC2].
- 6.2.1(9): Se il carico è applicato in prossimità dell'intradosso di una sezione, si raccomanda che vengano disposte armature verticali, in aggiunta a quelle richieste per sopportare il taglio, sufficienti per riportare il carico all'estradosso della sezione.

8.1.2 Membrature non dotate di armature trasversali [6.2.2 – EC2]

Analisi del comportamento di una trave dotata di armature rettilinee per la flessione, soggetta a due carichi in posizione simmetrica (Fig.8.1-1).

9. PUNZONAMENTO [SEZ. 6: 6.4 – EC2]

Franco Angotti, Maurizio Orlando

9.1 GENERALITÀ [6.4.1 – EC2]

La Fig. 9.1 mostra la sezione e la pianta del modello di verifica al punzonamento per la connessione tra una piastra ed un pilastro interno a sezione circolare.

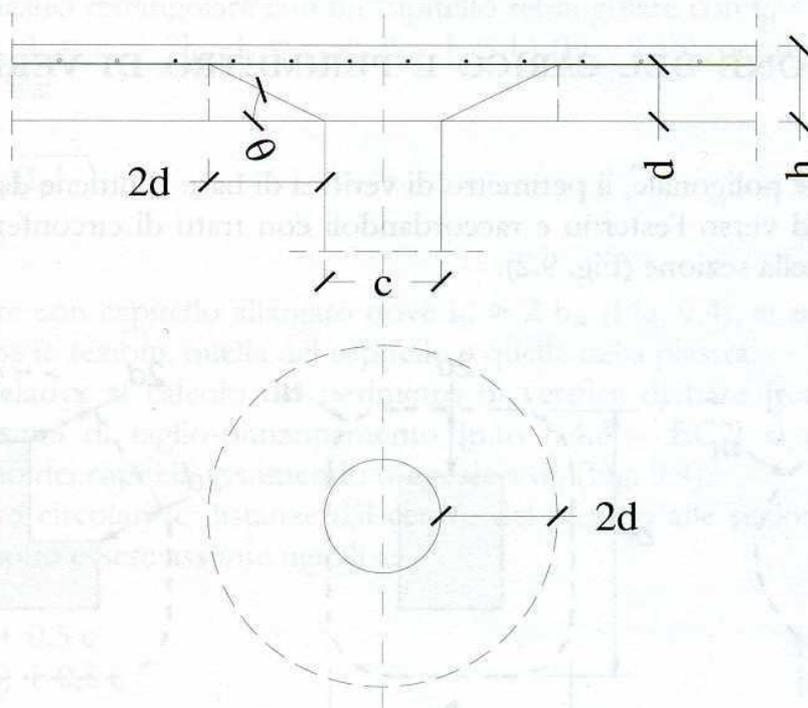


Fig. 9.1. Modello di verifica a punzonamento allo stato limite ultimo [Fig. 6.12 – EC2].

La sezione di base per la verifica è costituita dalla superficie laterale del cilindro di altezza pari all'altezza utile d della soletta e di raggio uguale a quello del pilastro aumentato di $2d$. L'altezza utile d della soletta è la media delle altezze utili relative alle armature poste nelle due direzioni ortogonali.

L'espressione utilizzata nella precedente versione di EC2 per il calcolo della resistenza a taglio-punzonamento $[v_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_l) d]$ portava a risultati non conservativi per calcestruzzi di resistenza elevata. Per questo motivo nell'ultima versione della EN-1992-1-1 è stata adottata l'espressione proposta nel Model Code '90, dove la distanza del perimetro critico dal contorno del pilastro non è più pari a $1,5d$ ma a $2d$.

10. PROGETTO CON MODELLI TIRANTE-PUNTONE [SEZ. 6: 6.5 – EC2] PRESSIONI LOCALIZZATE [SEZ. 6: 6.7 – EC2]

Franco Angotti, Maurizio Orlando

10.1 INTRODUZIONE

L'EC2 al paragrafo [(5.6.4)-EC2] annovera tra i metodi di analisi plastica delle strutture di c.a. l'analisi con modelli tirante-puntone. Le Norme Tecniche per le Costruzioni indicano al p.to 4.1.2.1.5 la possibilità di ricorrere a schematizzazioni basate sull'individuazione di tiranti e puntone per gli elementi per i quali non valgono i modelli meccanici semplici.

I modelli tirante-puntone sono utilizzati per la progettazione delle membrature di c.a. che non possono essere schematizzate come solidi snelli o "travi" alla Saint Venant secondo la definizione della Scienza delle Costruzioni. Le strutture "tozze" come i plinti di fondazione, le travi parete, le mensole tozze, nonché le zone di applicazione dei carichi, sono esempi significativi in tal senso. I modelli tirante-puntone nascono dall'idea di discretizzare le strutture di c.a. con trallicci di aste tese (tiranti) e compresse (puntone) all'interno delle quali si incanalano gli sforzi. Questa idea si ritrova già alla fine dell'Ottocento e agli inizi del Novecento nel traliccio di Ritter-Mörsch per il progetto a taglio delle travi di c.a. ed è stata ripresa recentemente dalla scuola di Stoccarda che ne ha esteso l'applicazione alla progettazione di tutte le membrature "tozze" di c.a.

Secondo l'EC2 i modelli tirante-puntone possono essere utilizzati per il progetto delle strutture allo SLU sia di zone di "continuità" (stato fessurato di travi e piastre) sia di zone di "discontinuità".

Le prime sono costituite da quelle zone di travi e piastre dove l'ipotesi di Bernoulli è soddisfatta e che nello stato fessurato sono schematizzate alla Mörsch con trallicci reticolari di aste tese (armature di parete) e compresse (bielle di calcestruzzo).

Le seconde sono regioni caratterizzate dalla presenza di discontinuità di tipo statico o geometrico (regioni tipo "D") dove l'ipotesi di Bernoulli decade. Le discontinuità di tipo statico comprendono la presenza di carichi concentrati, zone di appoggio di estremità, zone di ancoraggio di cavi di precompressione, mentre quelle di tipo geometrico includono brusche variazioni di sezione o di direzione dell'asse, presenza di aperture, elementi tozzi (mensole, travi parete, selle Gerber).

I modelli tirante-puntone possono essere utilizzati anche agli SLE per calcolare le tensioni nell'acciaio o per il controllo dello stato di fessurazione, purché essi siano compatibili con il comportamento in campo elastico della struttura. A questo scopo i puntone dovrebbero essere orientati secondo le isostatiche di compressione.

Le aste compresse (puntone) rappresentano i campi di sforzo di compressione, mentre le aste tese (tiranti) rappresentano le armature e pertanto i tiranti dovrebbero coincidere in posizione e direzione con le armature corrispondenti.

11. STATI LIMITE DI ESERCIZIO [SEZ. 7 – EC2]

Franco Mola, Sara Cattaneo, Francesca Giussani

Nel Documento EC2, al punto 7.1 vengono presi in considerazione i seguenti stati limite di esercizio

- Limitazione dello stato di tensione [7.2 – EC2]
- Controllo della fessurazione [7.3 – EC2]
- Controllo della deformazione [7.4 – EC2]

11.1 LIMITAZIONE DELLO STATO DI TENSIONE [7.2 – EC2]

Generalità

Lo stato di compressione nel calcestruzzo deve essere convenientemente limitato per evitare l'insorgenza di fessurazioni longitudinali, microfessurazioni, nonché elevati valori della deformazioni viscosi che possono ridurre la funzionalità della struttura. Per quanto riguarda le armature, lo sforzo di trazione deve essere limitato per evitare deformazioni anelastiche o intollerabili ampiezze di lesioni ed eccessive deformazioni.

11.1.1 Modalità di calcolo dello stato di tensione in esercizio

11.1.1.1 Ipotesi di base

Il Documento EC2 non specifica le modalità di calcolo dello stato tensionale in esercizio. Viene soltanto indicato che può farsi riferimento a sezioni non fessurate allorché lo stato di trazione nel calcestruzzo soddisfi la limitazione $\sigma_{ct} \leq f_{ct,eff}$. La tensione $f_{ct,eff}$ può essere assunta pari al valore medio f_{cm} della resistenza a trazione o al valore medio $f_{cm,\beta}$ della resistenza a trazione per flessione purché tale tensione sia utilizzata per il calcolo della armatura minima, operando secondo le indicazioni riportate in [7.3.2 – EC2].

I valori di f_{cm} sono riportati al variare della resistenza caratteristica a compressione nella [Tab. 3.1 - EC2], mentre la resistenza media a trazione per flessione è fornita dalla relazione [3.23 - EC2] al punto [3.1.8 - EC2].

Il calcolo dello stato tensionale in esercizio può effettuarsi assumendo un comportamento lineare elastico dei materiali, considerando la sezione totalmente reagente allorché risulti $\sigma_{ct} \leq f_{ct,eff}$, oppure la sezione fessurata, astraendo dal contributo offerto dal calcestruzzo integro fra le fessure, allorché risulti $\sigma_{ct} > f_{ct,eff}$.

In entrambi i casi occorre fare riferimento a sezioni omogeneizzate, in particolare è necessario introdurre il rapporto $\alpha_c = E_s/E_{cm}$. Nelle analisi relative a situazioni tensionali di carattere non permanente, il calcolo deve effettuarsi facendo riferimento al reale modulo elastico medio del calcestruzzo, mentre per tensioni generate da azioni permanenti può assumersi un valore convenzionale ridotto del modulo elastico per tenere conto degli effetti indotti dalla viscosità del calcestruzzo. A tale riguardo può convenientemente assumersi il valore $\alpha_c = 15$.

12. PARTICOLARI COSTRUTTIVI RIGUARDANTI LE ARMATURE ORDINARIE E LE ARMATURE DA PRECOMPRESSIONE [SEZ. 8 – EC2]

Antonello Gasperi

12.1 GENERALITÀ [8.1 – EC2]

La sezione 8 – EC2 fornisce indicazioni per la corretta progettazione dei particolari costruttivi riguardanti le armature ordinarie ad aderenza migliorata, le reti e le armature da precompressione.

Le suddette indicazioni sono applicabili ad elementi strutturali e ad edifici “normali” nonché ai ponti, fermo restando che occorrono indicazioni supplementari per gli elementi strutturali sottoposti a carichi dinamici (quali i carichi dovuti alle azioni sismiche) e per gli elementi strutturali nei quali sono utilizzate armature dotate di appositi rivestimenti a base di resine sintetiche o di zinco.

La sezione 8 - EC2, dopo una parte introduttiva (8.1 - EC2) tratta i seguenti argomenti principali:

- la distanza fra le barre (8.2 - EC2);
- i diametri dei mandrini da utilizzare per la piegatura delle barre (8.3 - EC2);
- l'ancoraggio delle armature longitudinali (8.4 - EC2);
- l'ancoraggio delle staffe (ed, in generale, delle armature a taglio) (8.5 - EC2);
- l'ancoraggio mediante barre trasversali saldate (8.6 - EC2);
- le giunzioni delle barre per sovrapposizione ed i dispositivi meccanici di giunzione (8.7 - EC2);
- le regole aggiuntive per barre di grande diametro (8.8 - EC2);
- i gruppi di barre (8.9 - EC2);
- le armature da precompressione (8.10 - EC2).

Di seguito si prendono in esame alcuni argomenti fra quelli sopra menzionati.

12.2 LA DISTANZA FRA LE BARRE [8.2 – EC2]

La distanza fra le barre deve permettere:

- l'aderenza fra ciascuna barra ed il calcestruzzo;
- la possibilità di realizzare agevolmente il getto di calcestruzzo; in particolare quando le barre sono disposte su vari strati, occorre curare che, strato per strato, le barre siano poste una sotto l'altra e siano opportunamente distanziate in direzione orizzontale, così da permettere l'uso dei vibratorii (vibratorii ad ago).

La distanza minima fra due barre poste sullo stesso strato deve essere non minore della maggiore delle tre quantità seguenti:

- ϕ , essendo ϕ il diametro della barra;
- $d_g + 5$ (mm), essendo d_g la dimensione massima degli aggregati presenti nel calcestruzzo;

13. REGOLE AGGIUNTIVE RIGUARDANTI GLI ELEMENTI E LE STRUTTURE PREFABBRICATI IN CALCESTRUZZO [SEZ. 10 - EC2]

Antonello Gasperi

13.1 GENERALITÀ [10.1 – EC2]

La sezione 10 - EC2 fornisce indicazioni aggiuntive riguardanti gli elementi e le strutture prefabbricati in calcestruzzo armato ed in calcestruzzo armato precompresso.

Nella sezione 10 - EC2 sono trattati principalmente i seguenti argomenti:

- la terminologia specifica (riguardante la prefabbricazione) utilizzata nella sezione 10 - EC2 (10.1.1 - EC2);
- i criteri generali riguardanti la progettazione strutturale (10.2 - EC2);
- i materiali (10.3 - EC2) (il calcestruzzo (10.3.1 - EC2), le armature da precompressione (10.3.2 - EC2));
- l'analisi strutturale (10.5 - EC2);
- le regole specifiche riguardanti il progetto ed i particolari costruttivi (10.9 - EC2).

Nella sezione 10 - EC2, considerato che vengono trattati argomenti aggiuntivi (a quelli esposti nelle sezioni precedenti dell'EC2) specifici delle strutture prefabbricate, la numerazione dei paragrafi principali comprende il numero 10 seguito dal numero della sezione a cui vengono "aggiunte" le indicazioni riguardanti la prefabbricazione.

Di seguito si prendono in esame alcuni dei punti sopra menzionati.

13.2 TERMINOLOGIA SPECIFICA [10.1.1 – EC2]

Nel paragrafo 10.1.1 - EC2 si riportano alcune "definizioni" riguardanti gli elementi e le strutture prefabbricati; fra tali definizioni si ricordano le seguenti:

- *Elemento prefabbricato*: elemento realizzato in uno stabilimento o in un luogo diverso dalla posizione finale, protetto nei confronti degli agenti atmosferici.
- *Prodotto prefabbricato*: elemento prefabbricato prodotto in conformità ad una specifica norma C.F.N.
- *Elemento composto*: elemento che comprende una parte prefabbricata di calcestruzzo ed un getto di calcestruzzo realizzato in opera; la parte prefabbricata può essere o può non essere dotata di armature di collegamento.
- *Elemento prefabbricato isolato*: elemento prefabbricato per il quale, al collasso, non è presente alcun altro schema resistente atto a riportare i carichi sugli altri elementi strutturali.
- *Situazioni transitorie*: le situazioni transitorie nella costruzione di elementi prefabbricati includono:
 - la sformatura;
 - il trasporto a stoccaggio;
 - lo stoccaggio;
 - il trasporto al cantiere;
 - il sollevamento;

14. STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE [SEZ. 11 – EC2]

Paolo Formichi

14.1 GENERALITÀ

Nel capitolo 11-EC2 sono riportate le prescrizioni per l'impiego dei calcestruzzi leggeri strutturali, che sono da ritenersi integrative di quelle generali riportate nei capitoli precedenti, relativamente alle strutture in c.a. e c.a.p.¹⁰

L'organizzazione del testo riflette il criterio della integrazione del testo generale, essendo i paragrafi del capitolo 11-EC2 numerati e elencati nello stesso ordine dei capitoli precedenti.

Il capitolo 11-EC2 si applica a tutti i tipi di calcestruzzi leggeri, siano essi ottenuti mediante l'impiego di inerti naturali o artificiali.

Per calcestruzzo leggero strutturale si intende un calcestruzzo a matrice compatta con massa volumica non superiore ai 2200 kg/m³, ottenuto con aggregati la cui massa volumica dei granuli sia inferiore a 2000 kg/m³.

14.2 BASI DELLA PROGETTAZIONE

Per le strutture in calcestruzzo leggero strutturale si applicano, senza modifiche, le indicazioni contenute nel capitolo 2-EC2, relative alle basi di calcolo, ivi compreso il valore del fattore parziale di sicurezza γ_c , che viene mantenuto pari a 1,5.

14.3 MATERIALI

A differenza del calcestruzzo ordinario, per il calcestruzzo leggero, oltre alla resistenza caratteristica a compressione, l'altro parametro fondamentale che ne condiziona il calcolo è la massa volumica. La definizione della massa volumica può essere eseguita con riferimento alle classi individuate nella EN 206-1, di cui un estratto è riportato nella tabella (11.1)-EC2.

A valori decrescenti della massa volumica si associano minori valori di resistenza a compressione del materiale. Tale circostanza, come è facilmente intuibile, dipende dalla rottura dei granuli, che al diminuire della massa volumica in mucchio subiscono un corrispondente decremento della resistenza allo schiacciamento.

Al paragrafo 11.3.1-EC2 viene indicata la legge di variazione della resistenza a trazione del conglomerato con la sua massa volumica. Il paragrafo successivo 11.3.2-EC2 riporta la

¹⁰ Il pedice *l* (lightweight) viene aggiunto a tutti i simboli relativi alle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo leggero strutturale (LWAC = Light Weight Aggregate Concrete)